



Pihla Suomela

Korkeiden betonielementtikerrostalojen runkoratkaisut

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi diplomi-insinöörin tutkintoa varten Espoossa 16.10.2017

Valvoja: Apulaisprofessori Jarkko Niiranen

Ohjaaja: M. Eng. Aki Kemppainen

Tekijä Pihla Suomela

Työn nimi Korkeiden betonielementtikerrostalojen runkoratkaisut

Koulutusohjelma Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka

Pääaine Rakennetekniikka

Koodi R3001

Työn valvoja Apulaisprofessori Jarkko Niiranen

Työn ohjaaja M. Eng. Aki Kemppainen

Päivämäärä 16.10.2017

Sivumäärä 85+12

Kieli Suomi

Tiivistelmä

Diplomityössä tutkittiin betonielementtirakenteisten asuinkerrostalojen runkoratkaisuja, kun rakennuksissa on yli kahdeksan kerrosta. Työssä etsittiin uusimmat asuinrakentamista koskevat normit ja määräykset sekä korkeaan elementtirakentamiseen liittyvät erityispiirteet. Tutkimuksessa selvitettiin kerroslukumäärän vaikutukset rakennuksen rungon suunnitteluun.

Työn tavoite oli selvittää betonielementtien käytön vaikutukset yli kahdeksankerroksisten asuinkerrostalojen kantavan ja jäykistävän rungon suunnittelussa. Tutkimuksen pääpaino oli betonielementtikerrostalojen rungon suunnitteluperusteista ja liitosratkaisuista. Lähtökohtana oli elementtirungon suunnittelu normaalitilanteessa sekä mahdollisille onnettomuuskuormille niin, että myös rakenteiden palonkestävyys otettiin huomioon.

Tutkimus tehtiin pääosin kirjallisuuskatsauksena, jossa selvitettiin normien lisäksi aiheesta tehdyt tutkimukset, kirjallisuuslähteet ja valmisosarakentamisen alan valmistajien ohjeet. Kirjallisuustutkimuksen pohjalta valittiin tarkemmin tutkittavat elementtien väliset liitokset, joista laskettiin käsin mitoitus esimerkit. Tutkittavat liitokset olivat seinien pystyliitos sekä ontelolaattojen ja seinien liitos.

Normien ja esimerkkilaskelmien perusteella yli kahdeksankerroksinen asuinrakennus voidaan rakentaa maanpäällisiltä osiltaan kokonaan betonielementeistä suunnittelemalla se seuraamusluokassa CC3 ja paloluokassa P1. Korkeissa rakennuksissa suuret pystykuormat rajoittavat ontelolaattojen käyttöä, sillä niiden liitos heikentää rakenteen kapasiteettia. Maailmalla elementtivälipohjia on käytetty jopa yli 40-kerroksissa rakennuksissa soveltamalla esimerkiksi massiivilaattoja ja jännitettyjä sidetäräksiä. Jatkotutkimuksiksi suositellaan massiivisten suurelementtien välisten liitosten mitoituksen ja rungonasennusmenetelmien tutkimista.

Avainsanat Betonielementti, runkoratkaisut, asuinkerrostalo, onnettomuuskuorma, liitokset

Author Pihla Suomela

Title of thesis Precast Concrete in High-Rise Apartment Building Structures

Degree programme Structural Engineering and Building Technology

Major Structural Engineering

Code R3001

Thesis supervisor Professor Jarkko Niiranen

Thesis advisor M. Eng. Aki Kemppainen

Date 16.10.2017

Number of pages 85+12

Language Finnish

Abstract

This master's thesis studied the building frame solutions of precast concrete structured buildings taller than eight storeys high. The most recent building codes and instructions considering high-rise precast concrete construction were investigated and the influence of the storey number was defined.

The aim of the study was to determine the effects of using precast structures in apartment buildings and designing the load-bearing and bracing structure when the storey number is higher than eight. The weight was on the design bases and on the connections of precast structures. The starting point was the structural design in normal and accidental situations when also considering fire protection.

The study was mainly a literature research where, in addition to building codes, other studies, books and technical reports on the subject were applied. After the literature study, the element connections for further investigation were selected. Exemplar design calculations for vertical and horizontal connections between wall elements and hollow-core slabs were made by hand.

According to the building codes and the exemplar dimensioning, it was concluded that an apartment building of nine or more storeys high can be constructed of precast concrete structures in consequence class CC3 and fire class P1. The use of hollow-core slabs in taller than 15-storey-building is restricted by the capacity of the connections. Outside of Finland however, even taller than 40-storey-buildings have been constructed with massive precast slabs and post-tensioned tie-systems. As subjects for future studies, the design of connections between massive precast panels and the assembly methods of massive precast structures are recommended.

Keywords Precast concrete, building frame solutions, apartment building, accidental load, connections

Alkusanat

Tämä tutkimus on Aalto-yliopiston Insinööritieteiden korkeakoulussa suoritettun diplomi-insinöörin tutkinnon lopputyö. Diplomityön tarkoitus on edistää elementtien käyttöä korkeassa asuinrakentamisessa.

Haluan kiittää Aki Kemppaista työni ohjaamisesta ja apulaisprofessori Jarkko Nii-rasta sen valvomisesta. Olen kiitollinen Sweco Rakennetekniikalle mielenkiintoisesta tutkimusaiheesta ja tilaisuudesta hyödyntää yrityksen kokeneiden rakennesuunnittelijoiden asiantuntemusta. Lisäksi haluan vielä esittää lämpimät kiitokset tuesta ja kannustuksesta koko opintoaikani ajan perheelleni sekä ystävälleni Saara Haapalalle.

Helsingissä 16. lokakuuta 2017

Pihla Suomela

Sisällysluettelo

Tiivistelmä

Abstract

Alkusanat

Sisällysluettelo

Merkinnät ja lyhenteet	7
1 Johdanto	8
1.1 Työn tausta ja lähtökohdat	8
1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja menetelmät	9
2 Betonielementtirakentaminen	11
2.1 Määräykset ja ohjeet.....	11
2.2 Korkea rakentaminen	13
2.3 Elementtien käyttö korkeassa rakentamisessa.....	14
3 Suunnitteluperusteet	19
3.1 Rakenteiden luokittelu.....	19
3.2 Rakenteiden kuormat.....	20
3.2.1 Kuormat yleisesti	20
3.2.2 Lisävaakavoimat	20
3.2.3 Kuormien dynaamisuus.....	23
3.2.4 Tuulikuormat.....	24
3.2.5 Onnettomuuskuormat.....	26
3.3 Palomitoitus.....	30
4 Asuinkerrostalon elementtirungon suunnittelu	33
4.1 Suunnittelun lähtökohdat.....	33
4.1.1 Kantavan rungon suunnittelu	35
4.1.2 Rungon eheys	36
4.2 Rakenteiden palonkesto.....	37
4.2.1 Seinien ja pilareiden palonkeston taulukkomitoitus	38
4.2.2 Laattojen palonkesto taulukkomitoituksella	41
4.3 Elementtirunko	42
4.3.1 Kantava pystyrunko	42
4.3.2 Vaakarakenteet.....	47
5 Liitokset.....	49
5.1 Yleistä.....	49
5.2 Jatkuvan sortuman hallinta.....	50
5.2.1 Rakenteen käyttäytyminen onnettomuustilanteessa.....	50
5.2.2 Sidejärjestelmä	51

5.2.3	Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti	52
5.2.4	Elementtivälipohjan raudoitus	54
5.2.5	Avainasemassa olevan rakenneosan suunnittelu.....	56
5.3	Vaakarakenteiden liitokset pystyrakenteisiin.....	57
5.4	Pystyrakenteiden liitokset	61
5.4.1	Vaijerilenkkiliitos.....	62
5.4.2	Vaarnattu työsaumaraudoite	67
5.4.3	Lukitusliitos	68
5.5	Esimerkkilaskelmat	71
5.5.1	Laskelmien lähtökohdat ja laskentamenetelmät	71
5.5.2	Seinäelementtien välinen pystyliitos.....	72
5.5.3	Ontelolaatan liitos kantavaan seinälinjaan.....	75
5.5.4	Laskelmien tulosten arviointi.....	76
6	Yhteenveto ja johtopäätökset	79
	Lähteluettelo	82
	Liitteet	

Merkinnät ja lyhenteet

A_c	[mm ²]	betonipoikkileikkauksen pinta-ala
A_d	[kN]	onnettomuuskuorma
A_s	[mm ²]	raudoituksen pinta-ala
F_{tie}	[kN]	sideterästen sidevoima
K_{FI}		kuormakerroin
N_{Ed}	[kN]	normaalivoiman mitoitusarvo
N_{Rd}	[kN]	rakenteen kestävyysden mitoitusarvo
V_{Rd}	[kN]	leikkausvoima
f_{cd}	[MPa]	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
g_k	[kN/m ²]	pysyvän kuorman ominaisarvo
γ_c		betonin materiaaliosavarmuuskerroin
γ_s		teräksen materiaaliosavarmuuskerroin
μ_{fi}		rakenteen käyttöaste
v		lujuuden pienennyskerroin
ψ_i		muuttuvan kuorman yhdistelykerroin
ρ		raudoitussuhde
σ	[MPa]	normaalijännitys
θ	[°]	ristikkomallin puristussauvan suuntakulma

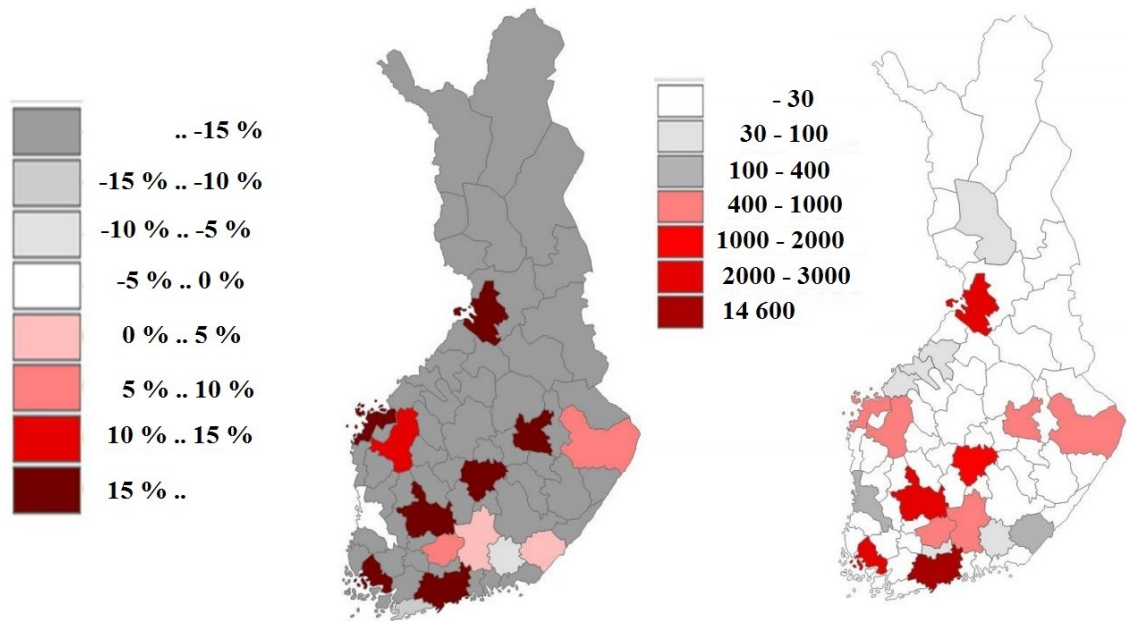
ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
AIJ	Architectural Institute of Japan
BY	Betoni yhdistys
CTBUH	Council on Tall Buildings and Urban Habitat
FEM	Finite Element Method
FIB	Fédération internationale du béton
IACC	Interlocking Above Ceiling Connection
IHC	Interlocking Halfway Connection
PCI	Precast/Prestressed Concrete Institute
SC	Staggered Connection

1 Johdanto

1.1 Työn tausta ja lähtökohdat

Suomessa betonielementtejä käytetään paljon asuinkerrostalojen runkorakenteina. Elementtirakentaminen on kehitetty vastaamaan suureen asuntorakentamisen kysyntään mahdollisimman tehokkaasti ja taloudellisesti. Ennätysmäinen asuntotuotanto 1970-luvun alkupuolella ei olisi ollut mahdollista ilman standardisoitua elementtijärjestelmää (Betonielementtistandardi BES). Betonielementeillä voidaan saavuttaa huomattavasti lyhyempi rakentamisaika kuin paikallavalettavalla betonirungolla. Rakennuttajat suosivat elementtejä, jotta rakennus saadaan käyttöön nopeammin. Rakentamisaikaa lyhentää tehdasvalmistus, joka ei ole riippuvainen säästä ja jossa valmistusvaihe on kuljetuksien kannalta keskitettyä. Valmisosien ansiosta työmailla tarvitaan vähemmän tilaa ja henkilökuntaa, kun työmaatyö on lähinnä rungon osien yhteen kokoamista. Asuinkerrostaloissa on tehokasta käyttää elementtejä, sillä niissä rungon osien toistuvuus on suuri. Tällä perusteella korkeissa rakennuksissa valmisosien hyödyt kasvavat, kun toistuvia rakenteita on useammassa kerroksessa.

Suuri asuntotuotantotarve sekä yleinen kaupungistuminen lisäävät korkean asuntorakentamisen kysyntää. Suomessa on vuoden 2016 lopussa ollut 1,29 miljoonaa asuinrakennusta, joista 67 prosenttia oli yksi- tai kaksikerroksisia rakennuksia. Vähintään neljäkerroksisissa asuinkerrostaloissa (noin 28 000) asuu 1,236 miljoonaa suomalaista. Rakennuksia, joissa on kymmenen kerrosta tai enemmän, oli vain reilut 300, joista asuinkerrostaloja oli noin 220. (Suomen virallinen tilasto, 2016) Valtion teknillisen tutkimuskeskuksen (VTT) Asuntotuotantotarve 2040 -tutkimuksen mukaan Suomeen tulee rakentaa yhteensä 760 000 asuntoa vuoteen 2040 mennessä, eli noin 30 000 asuntoa vuosittain. Tutkimuksen niin kutsutussa kaupungistumisskenaariossa väestön kehityksen oletetaan jatkuvan samalla tavalla kuin se tapahtui vuosina 2010–2014. Tämän skenaarion mukainen väestökehityksen ennuste ja sen vaatima asuntotuotanto vuosina 2015–2040 on esitetty kuvassa 1.1. (Vainio, 2016). Vaikka Suomessa on pitkään rakennettu kerrostaloja betonielementeistä, korkeasta rakentamisesta ei ole vielä laajaa kokemusta.



Kuva 1.1 Kaupungistuvan väestökehityksen ennuste ja sen vaatima asuntotuotanto Suomessa vuosina 2015–2040 (Vainio, 2016).

Korkeassa rakentamisessa haasteena ovat etenkin kasvavat kuormat, pakkovoimien kuten pystyrakenteiden kokoonpuristumisen lisääntyminen, rungon nostokorkeuden kasvaminen sekä palo- ja onnettomuustilanteiden huomioiminen. Tuulen vaikutus korkeaan rakennukseen on suuri, koska tuuli vaikuttaa suurempaan pinta-alaan ja korkeammalla. Tuulen vaikutuksen kasvaessa myös rakenteiden säärasitukset kasvavat. Tehtaista saadaan kuljetettua jopa 100 tonnia painavia elementtejä (Betoniteollisuus, 2010), mutta jo kymmenien tonniin painoiset elementit ovat tavallisten kerrostalotyömaiden kapasiteettien rajoissa. Nostot kymmenien kerroksien korkeuteen ovat myös aikaa vieviä. Nostojen lisäksi vaativammat tuuliolosuhteet lisäävät korkean rakentamisen haasteita. Suunnitteluun rakennuksen kasvava kerroskorkeus tuo lisävaatimuksia paloturvallisuuden sekä onnettomuustilamitoituksen suhteen. Asuinrakennuksen suuri koko lisää mahdollisen onnettomuuden seuraamuksia suuren väkimäärän ja poistumismatkan kasvun takia.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet ja menetelmät

Tämän diplomityön tavoitteena on löytää ratkaisuja betonielementtien käyttöön liittyvien mahdollisuuksien ja haasteiden yhteensovittamiseen suomalaisessa korkeassa asuinrakentamisessa. Tavoite on luoda ohjeet asuinkekkorakennuksen rungonsuunnitteluun, kun kerroskorkeus kasvaa yli kahdeksan kerroksen. Työssä selvitetään erot matalamman, alle yhdeksänkerroksisen, ja korkeamman asuntorakentamisen välillä. Tavoite on tutkia elementtirakentamisen suunnitteluperusteita, runkorakenteita ja lii-

tostyypejä sekä niihin liittyviä erityispiirteitä korkeassa asuinrakentamisessa. Huomiota kiinnitetään jatkuvan sortuman hallintaan ja rakenteiden palonkestovaatimukseen. Lähtökohtaisesti tarkastellaan rakennuksen runkoa, jossa mahdollisimman suuri osa asuinkerrosten rakenteista on esivalmistettuja.

Vuonna 2016 julkaistiin uudet Suomen Rakentamismääräyskokoelman (RakMK) rakenteiden lujuutta ja vakautta käsittelevät osat. Näihin perustuvat Rakennus Insinöörien Liitto RIL:n julkaisut 201-1-2017 ja 201-4-2017 ovat ilmestyneet vuonna 2017. Lisäksi loppuvuonna 2017 julkaistaan RakMK:n uusi paloturvallisuus-osa, josta on julkaistu luonnos Ympäristöministeriön verkkosivustolla. Ohjeiden päivittämisen vuoksi on ajankohtaista selvittää uusimmat asuinkerrostalojen suunnitteluperusteisiin vaikuttavat määräykset. RakMK:ssa yli kahdeksankerroksiset rakennukset kuuluvat seuraamusluokkaan CC3 (RakMK, 2016c) ja paloluokkaan P1 (EI RakMK, 2011). Onnettomuustilanteessa 16. kerros nostaa seuraamusluokan CC3a-luokasta CC3b-luokkaan. Diplomityö rajataan näin ollen koskemaan yli kahdeksankerroksisia asuinrakennuksia.

Tutkimuskysymys on, millä tavoin elementtejä voidaan hyödyntää mahdollisimman pitkälle korkeissa asuinkerrostaloissa. Tutkimusmenetelmänä on kirjallisuuskatsaus, jonka perusteella perehdytään tarkemmin elementtien välisiin liitoksiin. Kotimaisten ohjeiden rinnalla työssä hyödynnetään kansainvälisen betoniyhdistyksen fib:n (*Fédération internationale du béton*) julkaisuja. Kirjallisuuskatsauksessa selvitetään uusimpien normien ja ohjeitten lisäksi betonielementtien käyttötapoja ja tarkastellaan jo toteutuneita korkeita asuinkerrostalohankkeita. Päälähteinä normien rinnalla käytetään koti- ja ulkomaisia diplomitoita, tietokirjoja, lehti-artikkeleita sekä teollisuuden valmistajien ohjeita. Diplomityön toisessa ja kolmannessa kappaleessa käsitellään betonielementtirakentamista ja suunnitteluperusteita teoriatasolla kirjallisuuslähteiden perusteella.

Kirjallisuuskatsauksen pohjalta tutkitaan tarkemmin korkeaan asuinrakentamiseen soveltuvia rakenteita ja liitoksia. Työn neljännessä kappaleessa sovelletaan kirjallisuuskatsauksen lähteitä ja etsitään ratkaisuja elementtien käyttöön rakennuksen rungossa. Viidennessä kappaleessa esitellään elementtien välisistä liitoksista yleisimmät Suomessa käytössä olevat tyypit sekä mahdollisia uusia liitostekniikoita. Esimerkkilaskelmissa esitetään yksinkertaistetusti liitoksissa esiintyvien kuormien määrittäminen ja liitosten kapasiteettien mitoittaminen käsinlaskennalla. Käsinlaskenta on tärkeä vaihe rakennuksen rungonsuunnittelun luonnosvaiheessa. Tutkimuksen perusteella esitetään johtopäätökset betonielementtien soveltuvuudesta Suomessa verraten korkeaan, yli kahdeksankerroksiseen, asuinrakentamiseen. Tarkoituksena on esittää Suomessa rakennesuunnittelussa sovellettavat määräykset, joiden perusteella elementtisuunnittelu ja liitosten mitoittaminen tulee tehdä. Johtopäätöksissä arvioidaan tutkimuksen kattavuutta ja hyödyntämismahdollisuuksia sekä ehdotetaan tarpeellisia jatkotutkimuskohteita.

2 Betonielementtirakentaminen

2.1 Määräykset ja ohjeet

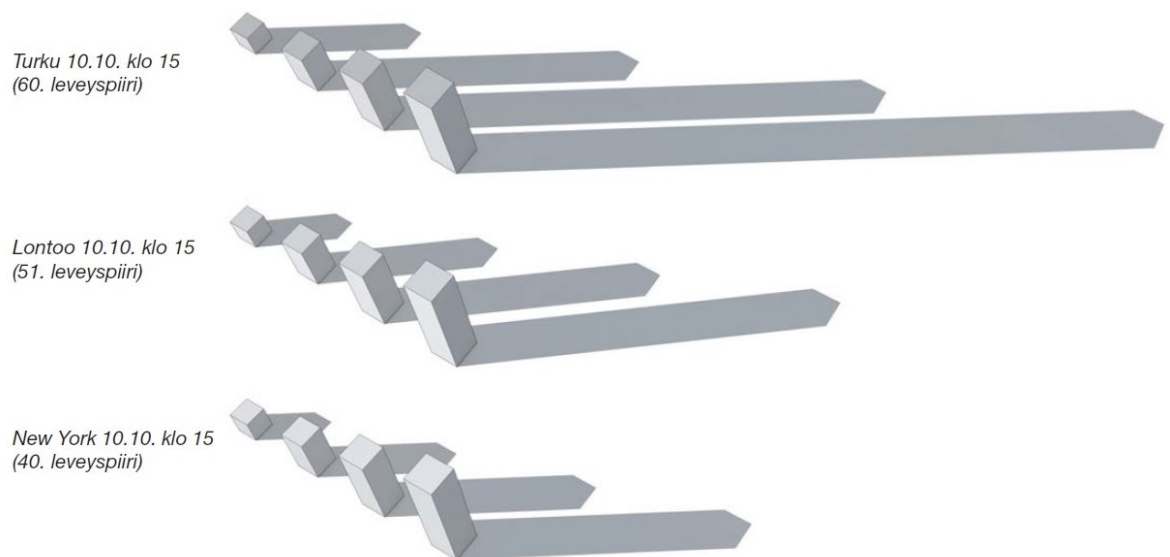
Rakenteiden suunnittelun EN-standardien eli Eurokoodien käyttö on vähitellen yleistynyt ja niihin perustuva uusi rakentamismääräyskokoelma astui voimaan 2016. Ympäristöministeriö (YM) julkaisi RakMK:ssa rakenteiden lujuutta ja vakautta koskevan osan 1.1.2017, joka korvaa vanhan B-osan. Betonirakenteiden suunnitteluun liittyy RakMK:n *Rakenteiden lujuus ja vakaus* -osan ohjeet *Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet*, *Rakenteiden kuormat* sekä *Betonirakenteet*. Suomessa rakenteiden suunnittelussa noudatetaan tätä rakentamismääräyskokoelmaa, joka sisältää Eurokoodien kansalliset liitteet. RIL:n ohjeistukset perustuvat rakentamismääräyskokoelmaan ja eurokoodijärjestelmään ja niiden tavoite on selkeyttää ja yhtenäistää ohjeita ja vaatimuksia. Lisäksi suunnittelussa voidaan hyödyntää esimerkiksi Betoniyhdistys ry:n ylläpitämää teknistä ohjeistoa, joka sisältää niin kutsuttuun hyvään rakentamistapaan ohjaavat betoninormit. Betoninormeja täydentää betoninormikortisto, joista voimassa olevat kortit ovat 18EC, 23EC ja 27EC. Betonteollisuus ry:n Eurokoodien mukainen betonielementtirakentamisen ohjeistus on julkaistuna elementtisuunnittelu.fi-sivustolla.

Fib on kansainvälinen betonirakentamisen yhdistys, joka muodostettiin 1998 yhdistämällä eurooppalaiskansainvälinen betoniyhdistys CEB ja kansainvälinen betonielementtiyhdistys FIP. Nykyinen EN 1992 julkaistiin Yhdistyneen kuningaskunnan Euroopan komission puheenjohtajakaudella, mikä vaikutti siihen, että standardi pohjautuu sekä fib:n Model Code 1990 -julkaisuun että brittiläisiin standardeihin (British Standards). Uusin Model Code on vuodelta 2010, joka julkaistiin vuonna 2013 nimellä MC2010. (Concrete Centre -internetsivu) Fib:n julkaisu MC2010 tulee toimimaan perustana myös tuleville betoninormeille. Fib julkaisee tiedotteita eli bulletiineja (fib Bulletins) viidestä kuuteen kertaan vuodessa, jotka voivat olla teknisiä dokumentteja kuten malli- tai esimerkkinormeja, suunnittelu- tai soveltamisohjeita, suosituksia, huipputason tutkimuksia tai teknisiä raportteja. Esimerkiksi Bulletin 78: Precast-concrete buildings in seismic areas -julkaisu on tehty yhteistyössä yhdysvaltalaisen betonielementtiyhdistyksen (Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI) kanssa, ja se perustuu täysin yhdysvaltalaiseen suunnittelu- ja rakentamistapaan (fib, 2016). Tässä työssä bulletiineja hyödynnetään betonirakenteiden suunnittelun lisäksi korkean rakentamisen erityispiirteiden käsittelyssä.

Suomessa korkeaa rakentamista on käsitelty kaupunkien yleiskaavaa koskevissa julkaisuissa, joilla pyritään kehittämään yhtenäisiä periaatteita kaupunkien korkeisiin rakennushakkeisiin. Espoon kaupunki sääntelee korkeaa asuntorakentamista niin, että korkea (yli 40 metriä korkea) rakennus saa lähtökohtaisesti sijaita korkeintaan

300 metrin päässä raideliikenteen asemasta. Rakennuksesta on lisäksi toivottavaa suorittaa tuulitunnelikokeet, joilla todistetaan, että rakennuksen aiheuttamat tuulitunnelit ja tuulenpuuskat on ohjattu pois oleskelualueilta ja kulkureiteiltä. Rakennuslupahakemuksen yhteydessä on toimitettava myös varjotarkastelu eri vuoden- ja vuorokaudenaikoina. (Espoon kaupunkisuunnittelukeskus, 2013.)

Varjotarkastelu havainnollistaa hyvin eron korkeiden ja matalien talojen varjojen pituudessa, mutta sen vaikutus rakentamispäätökseen lienee vähäinen. Turun korkean rakentamisen selvityksessä on havainnollistettu pohjoisen leveysasteen vaikutusta rakennuksen aiheuttamaan varjostukseen. Kuvassa 2.1 esitetään 8-, 16-, 25- ja 35-kerroksinen rakennus Turussa (60oN), Lontoossa (51oN) ja New Yorkissa (40oN) ja sen muodostama heittovarjo. Kuvasta havaitaan, että lokakuussa klo 15 Turussa 8-kerroksisen talon varjo on lähes yhtä pitkä kuin 16-kerroksisen talon varjo Lontoossa tai 25-kerroksisen talon varjo New Yorkissa. Turussa jokaisen korkean rakentamisen hankkeen tulee olla sijainniltaan perusteltu ja täyttää muut edellytettävät asiat, jotka on koottu korkean rakentamisen tarkastuslistaan. (Turun kaupungin ympäristötoimiala, 2017).



Kuva 2.1 Pohjoisen leveysasteen vaikutus 8-, 16-, 25- ja 35-kerroksisen rakennuksen aiheuttamaan varjostukseen (Turun kaupungin ympäristötoimiala, 2017).

Helsingin kaupunkisuunnitteluvirasto on jakanut kaupungin korkean rakentamisen vyöhykkeisiin, joilla ilmoitetaan suositukset nykyisestä korkeusmittakaavasta poikkeamiselle. Esimerkiksi kantakaupungin ulkopuolella sijaitsevat Jätkäsaari sekä osia Kalasatamasta ja Pasilasta kuuluvat selvityksessä vyöhykkeeseen B, jolla korkea rakentaminen sallitaan. Korkean rakentamisen tulee sijoittua vahvaan joukkoliikenteen solmukohtaan, jossa jalustan ja katutilan tulee olla suunniteltu ensisijaisesti jalankulkijan näkökulmasta, minkä lisäksi hankkeissa suositetaan toiminnallista sekoituneisuutta. (Helsingin kaupunkisuunnitteluvirasto, 2014) Toiminnallisella sekoittuneisuudella tarkoitetaan asuinrakentamisen, liiketilojen ja toimistorakennusten sijoittamista toistensa läheisyyteen.

2.2 Korkea rakentaminen

Korkea rakentaminen määritetään kerroslukumäärän tai rakennuksen korkeuden avulla. Korkeat rakennukset voidaan jakaa neljään toiminnalliseen ryhmään käyttötarkoituksen mukaan asuinrakennuksiin, toimistorakennuksiin, hotelleihin ja edellä mainittuja yhdistäviin hybridirakennuksiin. Rakennuksen toimintatarkoitus vaikuttaa kerroskorkeuteen, joka on yleensä kolmen ja neljän metrin välillä. Esimerkiksi 24-kerroksisen asuinkerrostalon voidaan arvioida olevan noin 73 metriä korkea, kun taas hotellin 85 ja toimistotalon 96 metriä korkeita (Korkean rakentamisen työryhmä, 2011).

Rakennus koetaan yleisesti korkeaksi, kun se erottuu ympäristöstään korkeana tai se on mitoiltaan hoikkarakenteinen. The Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) määrittelee rakennuksen korkeaksi myös silloin, kun sen jäykistysjärjestelmä on korkealle rakentamiselle tyypillinen kuten jäykistysrakenne rakennuksen korkeudesta johtuvaa tuulivoimaa vastaan. CTBUH viittaa rakennukseen yleisesti korkeana, mikäli sen kerroslukumäärä on yli 14 tai sen korkeus on yli 50 metriä. (CTBUH, 2017) Kansainvälinen rakennusalan tietokanta Emporis määrittelee korkeaksi (*high-rise*) rakennukseksi 35–100 metriä korkeat tai 12–39-kerroksiset rakennukset (Emporis, 2017). Kansainvälinen betoniyhdistys fib määrittelee korkeaa rakentamista käsittelevässä Bulletin 73 -julkaisussaan rakennuksen korkeaksi (*tall*) pituus-leveys-suhteen ollessa 5:1 aina 300 metriin asti, ja niitä korkeammat rakennukset ovat superkorkeita (fib, 2014).

Helsingin kaupunkisuunnitteluvirasto on laatinut korkeasta rakentamisesta selvitykset 2011 ja 2014, ja ne kartoittavat korkean rakentamisen tilannetta valmisteilla olevaa, vuoteen 2050 asti ulottuvaa yleiskaavaa varten. Selvityksissä korkeiksi määritetään yli 16-kerroksiset rakennukset. (Helsingin kaupunkisuunnitteluvirasto, 2014) Turussa käytetään samaa määritelmää kuin Helsingissä ja korostetaan topografiaa ja rakennuspaikan sijaintia suhteessa muuhun ympäristöön (Turun kaupungin ympäristötoimiala, 2017). Espoon kaupungin määritelmän mukaan yli 40 metriä korkeat rakennukset ovat korkeita ja yli 80 metriä korkeat rakennukset hyvin korkeita rakennuksia (Espoon kaupunkisuunnittelukeskus, 2013). Tampereen kaupungin selvityksessä korkeaksi rakennukseksi määritetään vähintään 12-kerroksinen tai 35 metriä korkea rakennus ja pilvenpiirtäjäksi yli 100 metriä korkea rakennus (Arkkitehdit MY Oy, 2015). Keskimäärin korkealla rakentamisella viitataan vähintään 14-kerroksiseen tai 40-metriseen rakennukseen, mutta Suomessa rajana käytetään yleensä 16. kerrosta.

2.3 Elementtien käyttö korkeassa rakentamisessa

Suomessa teollisella betonirakentamisella on pitkät perinteet ja elementtirakenteiden suunnitteluun on saatavilla paljon valmiita ratkaisuja. Betonirakenteiden muiksi eduiksi lasketaan yleensä niiden suuri omapaino sekä puu- ja teräsrakenteisiin verrattuna hyvät äänen- ja paloneristysominaisuudet. Tulevaisuudessa on rakennettava entistä teollisemmin, kun työn tuottavuutta pystytään lisäämään lähinnä lyhentämällä työmaavaihetta ja vähentämällä työmaalla tehtäviä töitä. Teollinen rakentaminen edellyttää, että lähtökohtana ovat asiakkaan tarpeet, projektinjohto ja yhteistyö hoidetaan sujuvasti ja informaatioteknologiaa käytetään tehokkaasti. Vuonna 2010 betonteollisuuden myynti oli noin miljardi euroa, josta elementtirakentamisen osuus oli 55 prosenttia. Rakennusten runkomateriaaleista elementtien osuus oli noin 35 % ja julkisivuissa 18 %. Betonielementtirunkojen osuus asuinkerrostaloissa oli 75 %. (Betoniteollisuus ry, 2010) Vuonna 2016 Suomessa valmistuneista lähes 30 000 asuinkerrostalon asunnosta yli 27 000 oli betonirunkoisia, joissa lähemmäs 80 % oli elementtejä (Haara, 2017).

Elementtirakentamisen taloudellisuus perustuu tehdasoloissa työskentelyyn ja rakentamisen automatisointiin, jossa ammattitaitoiset työntekijät työskentelevät laadunvalvonnan alaisissa olosuhteissa. Tehdasvalmistuksessa saavutetaan työmaata parempi mittatarkkuus rakenneosissa, niiden taloteknisissä asennuksissa ja läpivienneissä. Rakennusmateriaali pystytään optimoimaan sekä menekin että laadun suhteen. Elementit ovat ihanteellisia kohteissa, joissa on paljon toistuvuutta. Suunnittelussa on aina taloudellista tähdätä standardisointiin ja toistuviin rakenteisiin. Betonin paikallavalut hidastavat rungonnostoa, minkä takia mahdollisimman suuri osa rakenteista pyritään yleensä toteuttamaan elementeistä. Elementit ovat taloudellista suunnitella mahdollisimman suuriksi, jotta nostojen ja asennusten määrä vähenee. Asennettavissa elementeissä tavoitellaan suurta valmiusastetta myös varusteiden osalta, sillä työmaalla etenkin ulkoapäin tai korkealla tehtäviä töitä pyritään välttämään. Elementteihin voidaankin asentaa valmiiksi esimerkiksi ikkunat, lämmöneristeet ja julkisivut sekä työnaikaiset tukikaiteet. Rungon nosto pyritään toteuttamaan mahdollisimman nopeasti, mutta tavallisesti Suomessa saavutetaan 1–1,5 viikon nopeus yhden kerroksen valmistumisessa.

Professorit K. S. Elliott ja C. K. Jolly toteavat julkaisussaan *Multi-storey Precast Concrete Framed Structures* (2013), että betonielementtien käyttö korkeakerroksisen rakennuksen runkona koetaan yleisesti taloudelliseksi, rakenneteknisesti järkeväksi ja arkkitehtonisesti monipuoliseksi rakennustavaksi. Verrattuna Manner-Eurooppaan, Pohjoismaihin ja Pohjois-Amerikkaan Yhdistyneessä kuningaskunnassa betonielementtirakentamisen markkinaosuus on kuitenkin pieni ja se on vaihtoehto paikallavalulle ja teräkselle lähinnä 5–10-kerroksisessa rakentamisessa. USA:ssa on ollut etenkin 1900-luvun puolivälissä Eurooppaa kalliimpaa työvoimaa, minkä takia

siellä on ollut suuri tarve rakentamisen standardisoimiselle. Nykyään työvoiman ja materiaalien kustannusero on kaventunut. Erityisesti 2000-luvun alussa edulliset kuljetuskustannukset mahdollistivat rakennustuotteiden valmistamisen käytännössä missä tahansa ja kuljettamisen suuren kysynnän alueelle, mitä viimeaikainen energiansaannin rajoittuminen ja kapenevat palkkaerot tulevat kuitenkin vähentämään. (Elliott & Jolly, 2013).

Elliottin ja Jollyn (2013) mukaan Iso-Britanniassa kohteissa, joihin elementtirakentaminen voisi hyvin sopia, sen mahdollisuutta aletaan harkita vasta myöhäisessä vaiheessa, ja elementit suunnitellaan vain sekundäärirakenteiksi eikä rungon kantavaksi osaksi. Elementtien taloudelliset mahdollisuudet hukataan, koska rakentaminen halutaan aloittaa nopeasti. Betonielementtirunko viittaa nykyään kantavan rungon korkealuokkaisuuteen, lujuuteen, vakauteen, kestävyYTEEN ja sitkeyteen. Elementtirakentaminen on paljon enemmän kuin teräsbetonirakenteiden valun siirtämistä työmaalta tehtaaseen, tai moduulirakentamisen aikaansaamaa ”kenkälaatikkoarkkitehtuuria”. Onkin tärkeää tunnistaa ero moduulirakentamisen ja rakentamisen standardisoimisen välillä, sillä betonielementtiteollisuus ajaa rakennneosien standardisoinnista, muttei samaa kaavaa toistavaa moduulijakoon perustuvaa arkkitehtuuria. (Elliott & Jolly, 2013). Myös Suomessa esiintyy edelleen edellä mainittuja haasteita, vaikka Suomessa elementtirakentamisella on selvästi vahvempi asema kuin Iso-Britanniassa.

Esimerkiksi Helsingin Vuosaareen 2005 valmistuneessa Cirrus-nimisessä rakennuksessa on 26 maanpäällistä kerrosta, joissa on hyödynnetty betonielementtejä. Cirrusen kaksi kellarikerrosta sekä ensimmäinen, kuusi metriä korkea kerros ovat paikallavalettuja suurten kuormitusten takia. Kantava pystyrunko (sisä- ja ulkoseinät) on elementtirakenteinen, mutta välipohjat ovat paikallavalettuja ja siten ristiin kantavia. Elementtitekniikkaa pyrittiin soveltamaan mahdollisimman paljon rakennusvaiheen nopeuttamiseksi. (Tinkanen, 2005) Tampereen Sokos Hotel Tornin valmistui vuonna 2014 ja toteutettiin elementtirakenteilla pystyrungon osalta (kuva 2.2). Paikallavaluna toteutettiin 88 metriä korkean ja 27-kerroksisen talon välipohjat, joissa kuitenkin hyödynnettiin elementtitekniikkaa kylpyhuoneissa. Kylpyhuoneet tuotiin työmaalle tilaelementteinä, mikä mahdollisti runkotöiden etenemisen kerroksen ylöspäin viikossa. Tilaelementit asennettiin välipohjaelementtien päälle, jotka sidottiin tartunnoilla osaksi paikallavalettavaa holvia kuvan 2.2 mukaan. (Hellä, 2014) Vuonna 2016 valmistunut Helsingin Viuhka on 11-kerroksinen asuinkerrostalo Vuosaaressa, joka toteutettiin kokonaan elementtirakenteisena ensimmäisestä kerroksesta ylöspäin. Elementtiratkaisua puolsi ahdas tontti ja vilkas ympäristö, minkä takia rakennusvaihe haluttiin viedä läpi nopeasti ja ympäristöä häiritsemättä. (Solla, 2017).



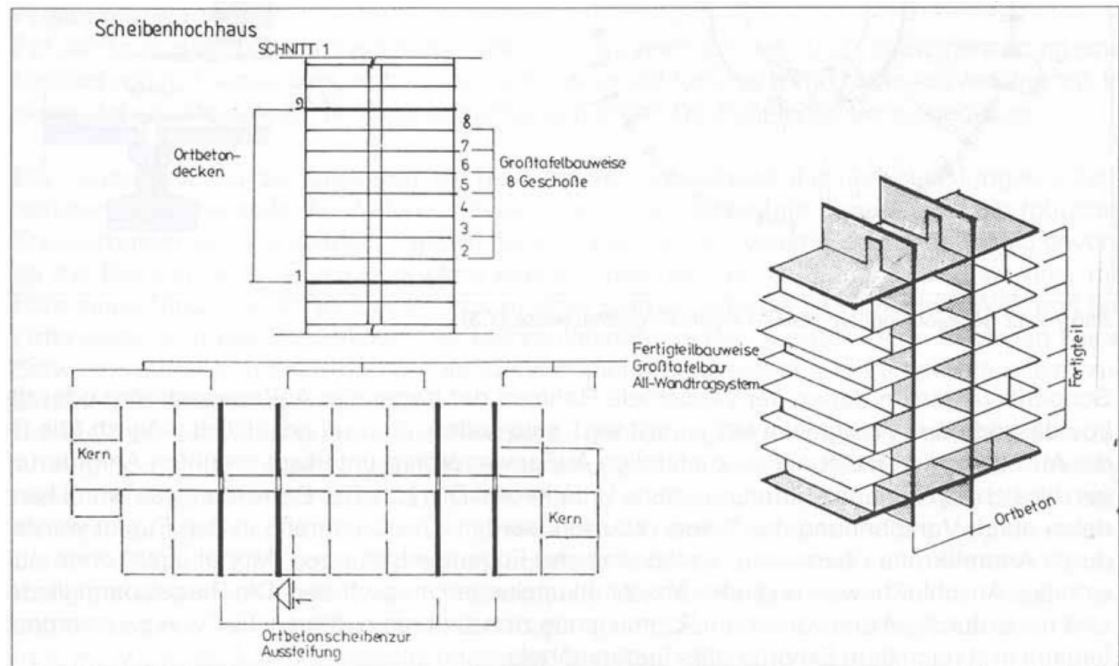
Kuva 2.2 Torni-hotellin rakentamisvaihe ja valmis rakennus (Hellä, 2014).

Euroopan maista erityisesti Hollannissa ja Belgiassa on korkeatasoista betonielementtirakentamista ja hyvä tuotannon laatutaso. Betonteollisuus ry:n tuoteryhmäpäällikkö diplomi-insinööri Arto Suikka on raportoinut Betoni-lehdessä Benelux-maiden elementtirakentamisesta. Suikan mukaan vuonna 2011 Belgiassa on ollut noin 250 betonielementti- ja tuoteteollisuuden yritystä ja Hollannissa noin 200, joiden liikevaihdot olivat vastaavasti 1,5 ja 1 miljardia euroa. Maiden elementtivalmistajilla on omat tuotesuunnitteluosastot, joissa tehdään elementtisuunnittelun lisäksi tarvittaessa koko hankkeen rakennesuunnittelu. Betonirakentamisessa on panostettu jo pitkään kierrätykseen, tuotteiden CE-merkitsemiseen sekä betoniteknologiaan, kuten itsetiivistyviin ja korkealujuuksisiin betoneihin. Ominaista on myös elementtien käyttö julkisivuissa, joita toteutetaan monimuotoisesti ja mittatarkasti. Erityisesti Belgiassa käytetään paljon kuorielementtejä ja tiililaattapintoja sekä betonin pintakäsittelymenetelmiä. Belgialainen Echo on maan suurin ja Consolis-konsernin ohella yksi Euroopan suurimmista ontelolaattavalmistajista. Hollannissa elementtejä käytetään paljon esimerkiksi silloissa ja asemalaitureissa sekä talonrakennuksessa, jossa suositetaan paljon ontelolaattoja. (Suikka, 2011).

Hollannissa etenkin Haagissa ja Belgiassa Brysselissä on käytetty betonielementtejä myös korkeiden rakennusten runkoratkaisuin. Esimerkiksi Haagissa vuonna 2007 valmistunut Het Strijkijzer on 42-kerroksinen ja 110 metriä korkea rakennus, joka on tarkoitettu pääosin asuinkäyttöön. Se suunniteltiin aluksi paikallavalettavaksi, mutta urakoitsija halusi muuttaa rakennustavan kokonaan elementteihin perustuvaksi. Näin rakennusaika nopeutui ja työmaalogistiikka ahtaalla tontilla helpottui.

Rakennusaika lyheni J. Hummelenin TU Delftiin tekemän lopputyön (2015) mukaan 32 kuukaudesta 20 kuukauteen. Elementtirakentaminen nopeutti hanketta 12 kuukaudella ja laski rakennuskustannukset 1000 euroon neliometriä kohden. Asennustyö tehtiin yhdellä torninosturilla niin, että saavutettiin kahden kerroksen nousu kuusipäiväisen työviikon aikana. Lopulta ensimmäiset neljä kerrosta toteutettiin paikallavaluna ja kaikki asuinkerrokset elementeillä. Het Strijkijzerin seinäelementit ovat pääosin 250 mm paksuja ja pisimmillään 11 metriä pitkiä. Massiiviset laattaelementit ovat paksuudeltaan 220 mm ja leveydeltään kolme metriä. Rakennuksen stabiilius tarkistettiin tuulitunnelikokeiden ja FEM-mallinnuksen avulla. (Suikka, 2006). Jäykistysjärjestelmä muodostuu julkisivun sisäkuoresta (*framed tube*), mutta myös väliseinät sitovat julkisivua. Rakennuksen käyttötarkoituksen muunneltavuutta on lisätty tekemällä jäykistäviin seiniin suuria aukkoja, jotta pieniä asuntoja voi tarvittaessa myöhemmin yhdistää. Aukoista huolimatta elementit olivat suhteellisen painavia, sillä ne painoivat noin 25 tonnia. Rakenteen jäykkyyttä on verrattu vastaavan monoliittisen rakenteen jäykkyyteen ja sen on todettu olevan vain 5–10 prosenttia pienempi. (Hummelen, 2015). Het Strijkijzerin liitoksia käsitellään kappaleessa 5.

Mischek Tower on 35-kerroksinen asuintornitalo Wienissä ja se oli valmistuessaan vuonna 2000 Itävallan korkein asuinkerrostalo ja maailman korkein betonielementtirakennus. Rakennus on 110 metriä korkea ja siinä on vajaat 500 asuntoa, joihin kulkee kaksi pikahissiä ja ulkona sijaitsevat porraskuilut. Lisäksi rakennus täyttää uusimmat maanjäristysturvallisuusstandardit, on suojattu optimoidusti tulipalolta, hyödyntää aurinkoenergiaa ja viilentää asunnot auringonsäteilyltä. (Riess, 2001) Rungossa on 10 000 elementtiosaa, mutta myös paikallavalettuja rakenteita, kuten kuvassa 2.3 on esitetty. Kuilut, sisäseinät ja laatat ovat suurelementtejä (*Grosstafelbas*), lukuun ottamatta joka yhdeksättä välipohjaa ja neljää seinälinjaa. (TU Graz, 2012). Kuten Het Strijkijzer -rakennuksessa, myös Mischek-tornissa julkisivu on terästä ja lasia, mikä on nähtävissä kuvassa 2.4.



Kuva 2.3 Mischek-tornin runkojärjestelmä "Scheibenhochhaus", viipalekerrostalo (TU Graz, 2012).



Kuva 2.4 Vasemmallä Mischek-torni Wienin Donau City -kaupunginosassa (Deluga Meissl Associated Architects) oikealla Het Strijkijzer Haagissa (haagsetoren-wonen, 2017).

3 Suunnitteluperusteet

3.1 Rakenteiden luokittelu

Eurokoodin standardissa 1990 määritetään rakennusten seuraamusluokat (CC, consequence classes, Taulukko B1) vähäisiin, keskisuuriin ja suuriin seuraamuksiin hengenmenetysten tai taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia (SFS-EN 1990, 2006). RakMK:ssa tarkennetaan, että yli kahdeksankerroksiset rakennukset kuuluvat seuraamusluokkaan CC3. Kellarikerrokset lasketaan mukaan kerroslukumäärään. Onnettomuustilanteen seuraamusluokka jaetaan osiin a ja b kerroslukumäärän mukaan siten, että 9–15-kerroksiset kuuluvat luokkaan CC3a ja yli 15-kerroksiset rakennukset luokkaan CC3b. Rakennus suunnitellaan ja rakennetaan täyttämään normaalisti vallitsevan mitoituslaitanteen vaatimukset standardien SFS-EN 1990–1999 mukaan, minkä lisäksi luokkien CC3a ja b rakenteissa käytetään vaaka- ja pystysiteitä Rakentamismääräyskokoelman ohjeen mukaan. Seuraamusluokan CC3b rakennuksen suunnittelumenettelyyn kuuluu aina alussa riskinarviointi. (2016a).

Rakennuksen seuraamusluokkia käytetään Suomessa EN 1990 liitteen B ja kansallisen liitteen määrittelemillä tavoilla. Luotettavuusluokat RC1, RC2 ja RC3 vastaavat seuraamusluokkia CC1, CC2 ja CC3. Kuormakertoimena K_{FI} käytetään edellä mainituissa luokissa vastaavasti arvoja 0,9; 1,0 ja 1,1. Kerrointa K_{FI} ei käytetä onnettomuustilanteissa eikä väsytyksen tai käyttörajoitustarkastuksissa. (RakMK, 2016a) Ympäristöministeriön ohje rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista -ohjeen mukaan rakennussuunnittelutehtävä on vaativa, jos suunniteltavassa rakennuksessa on enemmän kuin kaksi kerrosta ja poikkeuksellisen vaativa, jos suunnittelu edellyttää uusien tai muutoin erittäin vaativien suunnittelu-, laskenta- tai mitoitusmenetelmien käyttöä. Ohjeistuksen mukaan yli 16-kerroksisen rakennuksen suunnittelutehtävä on poikkeuksellisen vaativa. (RT YM2-21640, 2015).

Työmaalla valmistettavat betonirakenteet sekä betonivalmisosien asennustyö työmaalla jaetaan lisäksi vaativuuden mukaan toteutusluokkiin 1–3, jotka esitetään standardissa SFS-EN 13670. Toteutusluokkaan 1 kuuluvat betonirakenteet, joiden kantavuutta suunnitellessa saadaan käyttää korkeintaan betonin lujuusluokkaa C20/25. Toteutusluokat 2 ja 3 vastaavat seuraamusluokkia CC2 ja CC3. Lisäksi korkealujuusbetonista (lujuusluokka suurempi kuin C50/60) valmistettavat rakenteet kuuluvat toteutusluokkaan 3. Rakenteellisten toleranssien luokkia on kaksi, joista ensimmäinen (1) vastaa normaalitoleransseja, ja toinen (2) on tarkoitettu käytettäväksi standardin EN 1992-1-1:2004 liitteessä A esitettyjen pienennettyjen materiaaliolosuhteiden kanssa (SFS-EN 13670, 2010). Rakenteen toteutus kuuluu to-

teutusluokkaan 3, jos rakenteen suunnittelussa on käytetty toleranssiluokkaa 2: tällöin osavarmuuslukuja voidaan pienentää. Rakenteen suunniteltu käyttöikä määritellään standardin SFS-EN 206 mukaisten rasitusluokkien perusteella, jotka määrittävät esimerkiksi vaadittavan teräslajin, betonin, betonipeitteen ja toteuttamista koskevat vaatimukset. RIL:n julkaisun 201-1-2017 (2017) Taulukossa 2.1 suunnittelun käyttöikä jaetaan luokkiin 1-5 siten, että asuinrakennukset ja muut tavanomaiset rakennukset kuuluvat luokkaan 4, jolloin viitteellinen suunniteltu käyttöikä on 50 vuotta. (RakMK, 2016b).

3.2 Rakenteiden kuormat

3.2.1 Kuormat yleisesti

Kuormat luokitellaan ajallisen vaihtelun mukaan pysyviin kuormiin (G), muuttuviin kuormiin (Q) ja onnettomuuskuormiin (A). Pakkosiirtymä- tai pakkomuodonmuutostilojen aiheuttamat välilliset kuormat kuten lämpökuormat voivat olla joko pysyviä tai muuttuvia. Kuorma voi olla myös kiinteä, liikkuva, välitön, välillinen, staattinen tai dynaaminen. Rakenteiden kantokyvyn tarkistuksessa eli murtorajatilassa tulee tarkastaa myös onnettomuustilanne, jossa pääasiallinen kuorma $Q_{k,1}$ voi olla lumi, jää- tai tuulikuorma tai jokin muu kuorma. Pääasialliseen (määräävään) kuormaan yhdistetään pysyvät edulliset ja epäedulliset kuormat, mahdolliset esijännitusvoimat, muiden samanaikaisten muuttuvien kuormien yhdistelyarvot sekä onnettomuuskuorma A_d . (RIL-201-1-2017). Seuraavissa kappaleissa käsitellään korkeassa rakentamisessa huomioitavia kuormia.

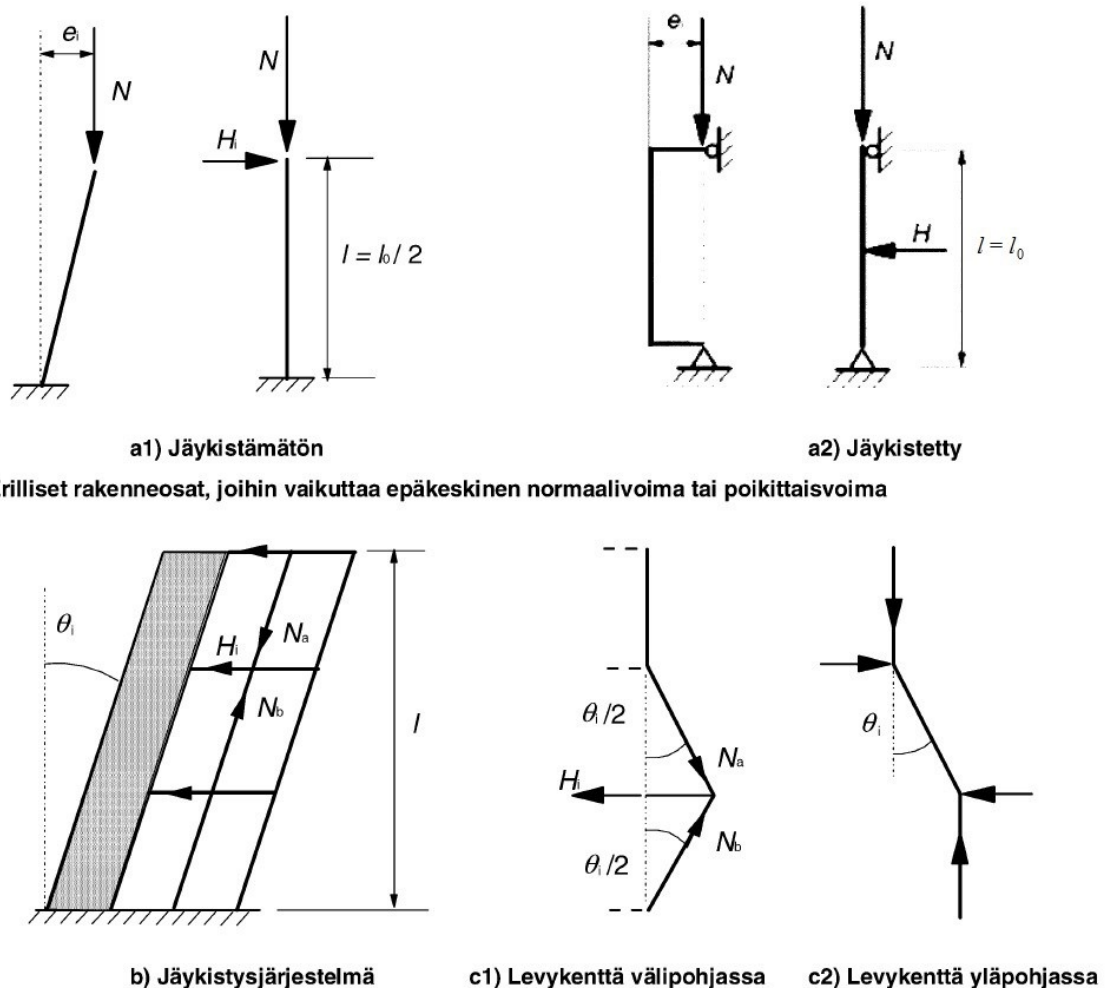
3.2.2 Lisävaakavoimat

Hyötykuorman lisävaakavoimat määritetään betonirakenteiden Eurokoodin (kohta 5.2) mukaan (SFS-EN 1992-1-1, 2015). Rakenneosien ja rakenteiden analyysissä on otettava huomioon rakenteen mahdollisten mittapoikkeamien ja kuormien sijainnin epäedulliset vaikutukset. Nämä mittaepätarkkuudet huomioidaan murtorajatiloissa normaali- ja onnettomuustilanteissa, muttei käyttörajatilamitoituksessa. Epätarkkuudet voidaan esittää vinouden θ_i avulla kaavan (1) mukaisesti, jota sovelletaan pystykuorman epäkeskisyyden tai sen aiheuttaman poikittaisvoiman (lisävaakavoiman) määrittämiseen. Lisävaakavoimien vaikutussuunta valitaan niin, että rakennuksen stabiiliuden kannalta muodostuu määräävä vaikutus. Vinouden perusarvona θ_0 voidaan käyttää suositusta 1/200.

$$\theta_i = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (1)$$

missä	θ_0	on perusarvo
	α_h	on pituuden tai korkeuden pienennyskerroin $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$
	l	on pituus tai korkeus [m], tarkasteltavan vaikutuksen mukaan
	α_m	on rakenneosien määrä: $\alpha_m = \sqrt{0,5 (1+1/m)}$ ja
	m	on pystyosien määrä, tarkasteltavan vaikutuksen mukaan.

Tarkasteltava vaikutus voidaan jakaa kolmeen päätapaukseen, joiden mukaan suu-reet l ja m määritetään. Kun määritetään vinouden vaikutus yhteen rakenneosaan, l = rakenneosan todellinen pituus, ja $m = 1$. Rakennuksen jäykistysjärjestelmän tarkastelussa l = rakennuksen korkeus, ja m = jäykistysjärjestelmän vaakavoimaan vaikuttavien pystyosien määrä. l = kerroskorkeus, ja m = kerroksissa olevien jäykistävien osien määrä, kun määritetään vaikutusta vaakakuormia jakaviin välipohjiin. Esimerkkejä mittaepätarkkuuksien vaikutuksista on esitetty kuvassa 3.1.



Kuva 3.1 Mittaepätarkkuuksien vaikutuksia rakenneosien ja rakenteiden vinouteen (SFS-EN 1992-1-1, 2015, kuva 5.1).

Erillisten rakenneosien epätarkkuus huomioidaan epäkeskisyyden e_i tai poikittaisvoiman H_i avulla, jotka on esitetty kaavoissa (2) ja (4). Epäkeskisyyden käyttö sopii

staattisesti määrätyille rakenneosille, ja vaakavoima määrätyille ja määräämättömille rakenneosille. Jäykistettyjen järjestelmien seinien ja pilareiden suhteen voidaan käyttää yksinkertaistettua epäkeskisyyttä kaavan (3) mukaan, kun kyseessä on normaalit toteuttamisesta johtuvat poikkeamat. Rakenteissa vinous voidaan ottaa huomioon poikittaisvoimien eli lisävaakavoimien avulla, jotka analysoidaan muiden kuormien ohella. Nämä voimat on esitetty kaavoissa (5), (6) ja (7) tarkasteltavan rakenteen mukaan.

Epäkeskisyys, kun l_0 on rakenneosan tehollinen pituus (EC2 kohdan 5.8.3.2 nurjahduspituus):

$$e_i = \theta_i l_0 / 2 \quad (2)$$

Yksinkertaistus seinille ja erillisille pilareille:

$$e_i = l_0 / 400 \quad (3)$$

Poikittaisvoima, joka sijoitetaan maksimimomentin tuottavaan kohtaan, jäykistämättömässä tai jäykistetyssä rakenneosassa, kun N on normaalivoima:

$$\begin{aligned} H_i &= \theta_i N \\ \text{tai} \\ H_i &= 2\theta_i N \end{aligned} \quad (4)$$

Vaikutus jäykistysjärjestelmään:

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a) \quad (5)$$

Vaikutus jäykistävään välipohjaan:

$$H_i = \theta_i (N_b + N_a) / 2 \quad (6)$$

Vaikutus jäykistävään yläpohjaan:

$$H_i = \theta_i N_a \quad (7)$$

missä N_a ja N_b ovat poikittaisvoimaan (lisävaakavoimaan) vaikuttavia pituussuuntaisia (pystysuuntaisia) voimia.

Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää ohjeessa RIL 144 esitettyä menetelmää, ellei suoriteta tarkempia tarkasteluja tai vaadita normaaleja tiukempia toleransseja. Tässä menetelmässä määritetään vaakavoimat rakennuksen lyhyessä ja pitkässä suunnassa, joiden ei oleteta esiintyvän samanaikaisesti. (RIL-201-1-2017) Lisävaakavoimat lasketaan kaavoilla (8) ja (9).

Rakennuksen lyhyemmässä suunnassa:

$$H_{dt} = N_d / 150 \quad (8)$$

ja pidemmässä suunnassa:

$$H_{dl} = b/l * N_d / 150 \geq N_d / 250 \quad (9)$$

missä	H_{dt} ja H_{dl}	ovat lisävaakavoiman laskenta-arvot
	N_d	on pystykuorma, joka aiheuttaa ko. lisävaakavoiman
	b	on rakennuksen leveys ja
	l	on rakennuksen pituus.

3.2.3 Kuormien dynaamisuus

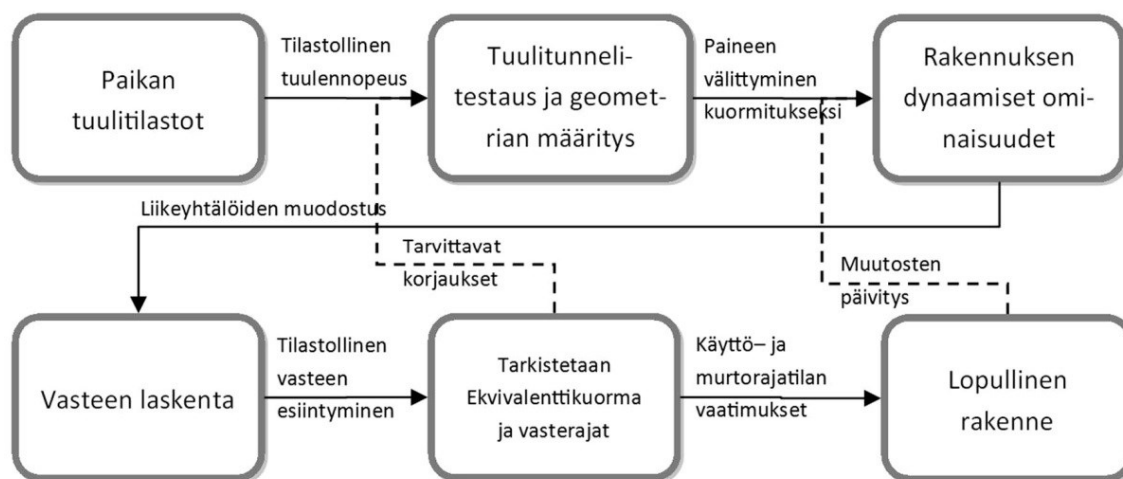
Rakennusten oletetaan yleensä olevan staattisessa tasapainossa, mutta erityisesti korkeita rakennuksia rasittaa ajan suhteen vaihteleva tuulikuorma. Ajan suhteen vaihtelevaa eli dynaamista kuormitusta voivat aiheuttaa tuulen lisäksi maanjäristys tai onnettomuustilanne, jossa esimerkiksi pilari poistuu törmäyksen takia. Eurokoodissa ominaiskuormien ja väsyttävien kuormien dynaamisuus eli kiihtyvyys käsitellään sisällyttämällä ne ominaiskuormiin tai kertomalla staattiset kuormat dynaamisella suurennuskertoimella. Kun dynaamiset kuormat aiheuttavat rakenteessa merkittävän kiihtyvyyden, rakenne analysoidaan dynaamisena järjestelmänä. Rakenteen värähtelyn kiihtyvyyden rajoittaminen käyttörajatilassa perustuu asuinmukavuuteen. Kuormien dynaamisuus voi lisäksi aiheuttaa rakenteiden väsymistä ja siten heikentää niiden kapasiteettia. Eurokoodissa ei kuitenkaan anneta tarkempaa ohjetta siitä, milloin rakenteen värähtely tulee ottaa huomioon. Mitoituksessa voidaan hyödyntää ulkomaisia standardeja, joita on julkaissut esimerkiksi yhdysvaltalainen ASCE, japanilainen AIJ sekä Australian/Uuden-Seelannin (AS/NZS standardit) rakennusmääräykset (Virtanen, 2015).

Onnettomuuskuorman dynaamisia vaikutuksia rakenteisiin on tutkittu esimerkiksi K. Luckin (2016) diplomityössä, jossa tutkitaan arinapalkiston jatkuvan sortuman hallintaa vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmää soveltamalla. Nykyiset Eurokoodien suunnitteluohjeet eivät huomioi dynaamisia vaikutuksia rakenteissa, joista on poistettu pilari. Tapaustutkimuksessa todetaan, että dynaamiset reaktiot ovat merkittäviä rakenteiden mitoittamisen kannalta ja että dynaamisen tarkastelun maksimivoimat ja -siirtymät ovat suurempia kuin staattisissa tarkasteluissa. Dynaamisen kuormituksen vaikutukset tuleekin näin ollen huomioida aina, kun rakenne mitoitetaan onnettomuustilanteessa vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmällä. Tutkimuksen perusteella ehdotetaan, että Eurokoodi määrittäisi konservatiivisen dynaamisen suurennuskertoimen ja sallisi dynaamisten analyysien suorittamisen tilanteissa, joissa ei haluta ylimitoittaa rakenteita. Normien tulisi myös ottaa

tarkemmin kantaa siihen, miten rakenneosan poisto mallinnetaan, sillä mallinnustapa vaikuttaa merkittävästi dynaamisen suurennuskertoimen suuruuteen, minkä lisäksi poistettavien rakenteiden valinta on tällä hetkellä suunnittelijoiden harkittavissa. (Luck, 2016).

3.2.4 Tuulikuormat

Rakennuksen tuulikuormat luonnossuunnittelua varten pystytään usein määrittämään suunnitteluohjeiden avulla. Yksityiskohtaisempaa rakenneanalyysiä varten voidaan tarvita tuulitunnelikokeita, jos rakennuksen runko on esimerkiksi erityisen monimutkainen tai hoikka. Tuulen aiheuttama värähtely voi olla haitallista, kun tuulikuorma on huomattavan suuri, rakennus on mittasuhteiltaan hoikka tai siinä sallittava kiihtyvyys on alhainen. Sallittu kiihtyvyys voi olla erityisen alhainen esimerkiksi sairaaloissa ja tutkimuskeskuksissa. Korkean rakennuksen suunnittelua tuulikuormaa vastaan on käsitelty kattavasti P. Kortelaisen (2012) diplomityössä, jossa tutkitaan rakennuksen vasteen määrittämistä. Tuulikuormitus riippuu rakennuksen ympäristön muodoista ja rakennuksen geometriasta. Rakennuksen dynaaminen vaste eli reagointi tuulikuormitukseen riippuu tuulen turbulenssin ja jaksollisuuden suhteesta rakennuksen värähtelyominaisuuksiin. Rakennuksen värähtelyominaisuuksiin vaikuttaa massan ja jäykkyyden jakautuminen sekä sisäinen vaimennus. Rakennuksen kokeellinen tuulimitoitus voi edetä esimerkiksi kuvassa 3.2 olevan kaavion esittämällä tavalla.



Kuva 3.2 Esimerkkikaavio tuulimitoituksen vaiheista (Kortelainen, 2012).

Tuulitunnelikokeet ovat tarpeen rakennuksen rungonsuunnittelussa, kun teoreettisesti tai numeerisilla analyyseillä ei voida määrittää luotettavasti tuulenpaineen välittymistä rakennuksen kuormaksi. Kokeiden avulla voidaan myös välttää puutteellinen tai ylivarma mitoitus, jolloin voidaan saada taloudellista hyötyä. Tuulitunnelikokeiden avulla saadaan määritettyä rakennuksen painejakauma, jossa myös ympä-

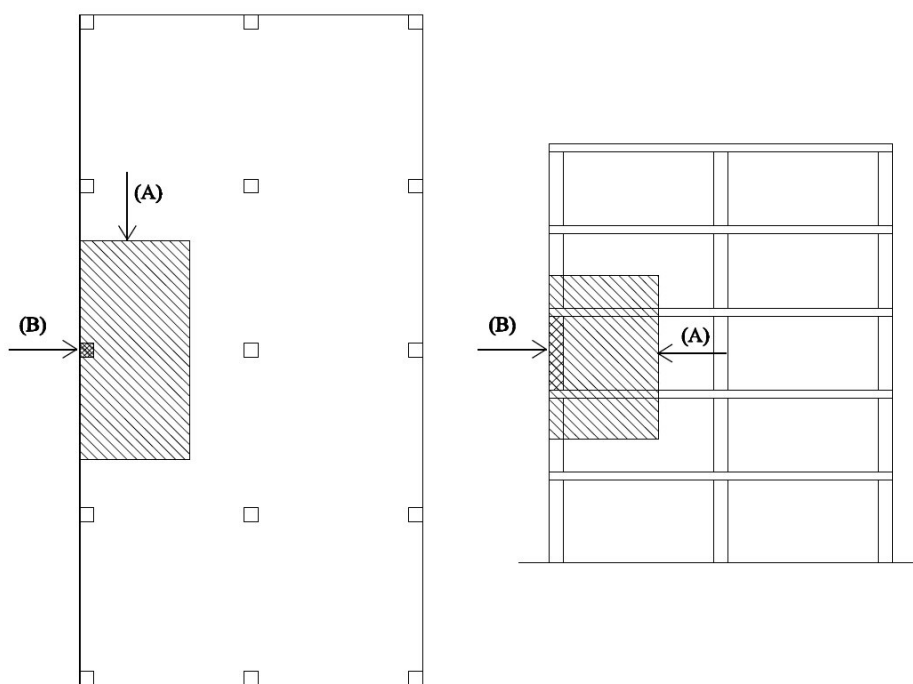
röivien rakennusten aiheuttamat muutokset virtaukseen huomioidaan. Lisäksi voidaan arvioida värähtelyiden kiihtyvyyksiä, julkisivurakenteen kuormitusta ja jalan-kulkualueiden virtausnopeuksia.

RIL 201-1-2017 -julkaisun osa 1.4 on standardin EN 1991-1-4 suunnitteluohje. Se koskee alle 100 metriä korkeiden rakennusten tuulivoiman laskentamenetelmiä, joissa tuulen aiheuttamia värähtelyjä ei tarvitse ottaa huomioon. Vaativampien kohteiden tuulikuormien arvioinnista on ohjeistus standardeissa EN 1993-3-1 ja -2. Tuulikuormat vaihtelevat ajan mukana ja ne luokitellaan yleensä muuttuviksi kiinteiksi kuormiksi. Tuuli aiheuttaa painetta umpinaisten rakenteiden ulkopintoihin ja ulkopinnan huokoisuuden vuoksi myös välillisesti sisäpintoihin. RIL:n ohjeen tuulikuormat ovat ominaisarvoja, jotka määritetään tuulennopeuden tai nopeuspaineen perusarvoista. Perusarvojen toistumisjaksoksi on määritetty 50 vuotta eli niiden vuotuinen ylittymistodennäköisyys on 0,02. Tuulennopeuden modifioimaton perusarvo koko maassa on $v_{b,0} = 21$ m/s. Perusarvo määritellään tuulennopeuden 10 minuutin keskiarvona 10 metrin korkeudella maanpinnasta maastoluokan II mukaisissa olosuhteissa. Rakennusta ympäröivä maasto on luokiteltu eurokoodin liitteessä A maaston rosoisuuden mukaan viiteen luokkaan 0-IV (SFS-EN 1991-1-4, 2011).

Tuulikuormat lasketaan voimakertoimilla tai pintapaineiden perusteella käyttämällä painekertoimia. Voimakerroin määritetään RIL:n ohjeessa rakennuksen mittasuhteiden, hoikkuuden ja tuulen suunnan perusteella. Rakennuksen hoikkuus tarkoittaa sen pituuden suhdetta sen kapeamman sivun leveyteen. Korkeiden rakennusten mitoituksessa voidaan olettaa, että tuulen nopeuspaine vaihtelee korkeusaseman mukaan, mikä pienentää kokonaistuulivoiman arvoa. Jos rakennuksen poikkileikkaus muuttuu pystysuunnassa, voidaan myös rakennuksen leveyttä käsitellä muuttuvana suureena. Pintapaineiden avulla laskettaessa tuulikuorma määritetään ulkopuolisen ja sisäpuolisen kuormaresultantin vektorisummana, jossa voidaan tarvittaessa ottaa huomioon kitkavaikutukset. Tuulikuormien laskentakaavat on esitetty julkaisun RIL 201-1-2017 kaavoissa 5.4S ja 5.8S, joissa molemmissa otetaan huomioon rakennuksen koko ja mittasuhteet sekä tuulen puuskien dynaamiset vaikutukset. Yleisille tapauksille, joissa rakennus on suora ja monikerroksinen, pohjaltaan suorakaiteen muotoinen ja massan ja jäykkyyden osalta säännöllisesti jakautunut, kaavoissa tarvittava rakennekerroin määritetään eurokoodin EN 1991-1-4 kuvan D.2 perusteella. Rakennuksen korkeus vaikuttaa myös nopeuspainekorkeuteen, jolla määritetään pintapaineen avulla laskettavat tuulikuormat. Rakennukset, joiden korkeus h on suurempi kuin kaksi kertaa sen leveys b , tarkastellaan useana osana: alaosa maasta korkeuteen b , yläosa huipulta alaspäin matkan b sekä keskivyöhyke ylä- ja alaosien välissä. (RIL-201-1-2017).

3.2.5 Onnettomuuskuormat

Rakenteilla on oltava riittävä vaurionsietokyky, jotta rakennus ei sorru onnettomuuskuormien vaikutuksesta, vaan säilyttää toimintakyvyn vähintään sen ajan, joka kuluu ihmisiltä siitä pelastautumiseen. Tilaaja ei voi ilman viranomaisen suostumusta sopia onnettomuuskuormille hankekohtaisesti pienempiä arvoja kuin standardissa EN 1991-1-7 ja Ympäristöministeriön asetuksessa 10/16 on esitetty. Onnettomuustilanteet voivat olla ennakoitavissa olevia eli tunnettuja, kuten räjähdys, törmäys tai maanjäristys, tai ennakoimattomia tapauksia. Alkusortuma johtaa monikerroksisissa rakennuksissa helposti jatkuvaan sortumaan. Suunnittelu ennakoitavissa oleville onnettomuuskuormille tarkoittaa sitä, että mahdollisesti syntyvä yksittäisen rakenneosan vaurio ei aiheuta koko rakennuksen tai sen suuren osan sortumista. Lisäksi rakenteella on oltava vaurionsietokyky määrittelemättömien onnettomuuskuormien aiheuttamaa sortumaa vastaan: Esimerkiksi rakenneosan irtoaminen ennakoimattomasta inhimillisestä erehdyksestä ei saa aiheuttaa jatkuvaa sortumaa. Paikallisen vaurioitumisen hyväksyttävä raja monikerroksisessa rakennuksessa on yhdessä kerroksessa 15 % kyseisen kerroksen lattiapinta-alasta, mutta enintään 100 m², ja korkeintaan kahdessa päällekkäisessä kerroksessa, mikä on esitetty kuvassa 3.3. (RakMK, 2016c). Määräysten noudattamisessa aiheuttaa haasteita se, että vaurioituneen rakenneosan määritelmää ei ole olemassa. Siten 15 % vaurioitunut alue on epämääräinen. Lisäksi on erittäin vaativaa mallintaa rakennuksen vaurioitumistapa paikallisen vaurion sattuessa, ja siten lähes mahdotonta tarkistaa kaikki mahdolliset vaurioitumistavat, jotka rakennuksessa voivat esiintyä.

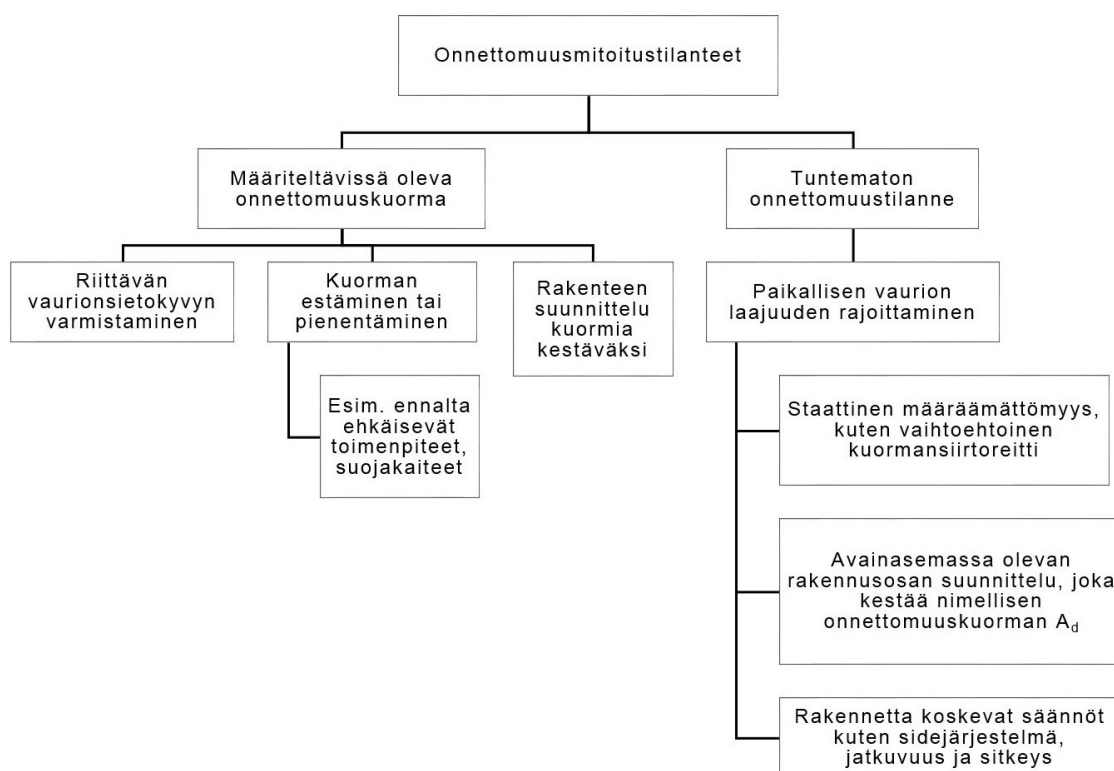


Kuva 3.3 Paikallisen vaurion (A) hyväksyttävä laajuus, kun pilari B poistetaan (RakMK, 2016c).

Onnettomuustilanteessa suunnittelussa voidaan käyttää seuraavia menetelmiä:

- a) 'ohjailevat säännöt' sidejärjestelmän suunnittelusta
- b) 'lisävarmuuden' eli vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelu
- c) 'avainasemassa' olevan rakenteen suunnittelu suojattuna rakenneosana

Edellä mainittuja menetelmiä a, b ja c voidaan käyttää yksinään tai yhdisteltynä samassa rakenteessa, muttei kuitenkaan päällekkäin: rakenneosa ei voi olla esimerkiksi osittain sidottu ja osittain suojattu, vaan sen on oltava joko kokokaan sidottu tai kokonaan suojattu avainasemassa olevana. Menetelmät b ja c ovat 'suoria' menetelmiä, sillä niitä käytetään suojaamaan rakenne, johon onnettomuuskuorma voi odotetusti kohdistua. Näissä menetelmissä rakenne suunnitellaan kestäväksi vaurio niin, ettei vaurio leviä hallitsemattomasti jatkuvana sortumana. Rakennuksen sidejärjestelmä sen sijaan suunnitellaan estämään vaurion leviäminen, kun vaurio voi syntyä missä kohtaa rakennetta tahansa. Onnettomuustilanteen mitoituksessa edetään Eurokoodin kuvan 3.1 kaavion mukaisesti, joka on esitettyä kuvassa 3.4.



Kuva 3.4 Menettely onnettomuustilanteessa (SFS-EN 1991-1-7, 2014) (mukailtu kuvasta).

Rakentamismääräyskokoelman mukaan monikerroksisen rakennuksen riittävä vaurionsietokyky on varmistettava joko sidejärjestelmän avulla tai suunnittelemalla vaihtoehtoiset kuormansiirtymisreitit. RIL 201-4-2017 ohjeistaa kuitenkin selvästi, että asuinkerrostalossa on aina oltava sidejärjestelmä. Muut menetelmät ovat toissijaisia tai täydentäviä ja pakollisia vain, jos sidejärjestelmää ei voida soveltaa. Jos vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä ei ole löydettävissä tai menetelmän käyttö johtaa rakenteen teknisen toiminnan kannalta kohtuuttomiin rakenneratkaisuihin, voidaan

käyttää avainasemassa olevan rakennusosan menettelyä. (RIL 201-4-2017). Esimerkiksi ensimmäisen kerroksen liiketiloissa on usein pilari-palkki-runko, ja nurkissa yksittäisiä pilareita. Nurkkapilarin poistamisen takia välipohjan tulisi toimia ulokkeena, jottei rakennuksen koko nurkka sorru. Sidejärjestelmä ei pysty varmistamaan välipohjan toimintaa ulokkeena, vaan vauriota tulee rajoittaa muilla keinoilla. Eurokoodin sidejärjestelmä ei ole tarkoitettu luomaan vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä, vaan estämään paikallisen vaurion hallitsematon leviäminen. Eurokoodissa esitetään vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti jatkuvan sortuman hallinnan suunnittelumenetelmänä, mutta sen suunnittelemiseen ei anneta ohjeita. (SFS-EN 1991-1-7). Sidejärjestelmän suunnittelua tarkastellaan kappaleessa 5.2.

Onnettomuustilanteen mitoitus rakenneosan poistamista vastaan rakenteellisella ylivarmuudella (vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin menetelmällä) on esitetty betoninormikortissa 23 (2012a). Tässä menetelmässä jokainen kunkin kerroksen pystyrakenne tai pystyrakennetta tukeva rakenne ajatellaan yksi kerrallaan poistettavaksi. Jokainen vaurioitumistapa selvitetään ja sille valitaan korvaava rakennesysteemi eli vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti. Korvaava rakennesysteemi mitoitetaan onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmälle, jossa hyötykuormalle käytetään yhdistelykerrointa ψ_2 ja luonnonkuormille kerrointa ψ_1 . Onnettomuustilanteessa kuorman osavarmuusluku $K_{FI} = 1,0$ ts. sitä ei tarvitse käyttää. Betonin ja teräksen lujuuksien mitoitusarvoina voidaan käyttää myötölujuuksia eli $\gamma_{c,acc} = 1,0$ ja $\gamma_{s,acc} = 1,0$ (RakMK, 2016b). Korvaavan rakennesysteemin suunnittelua käsitellään tarkemmin kappaleessa 5.2.

Avainasemassa olevaan rakennusosaan vaikuttava onnettomuuskuorma A_d on määritettävä riskinarvioinnin perusteella tai käyttämällä standardin suositusarvoa 34 kN/m^2 (RakMK, 2016c). Ronan Pointin vuoden 1968 kaasuräjähdyksestä alkaneen jatkuvan sortuman jälkeen Iso-Britanniassa suoritettiin kokeita kriittisen painekuorman määrittämiseksi. Vuonna 1978 määritettiin nykyäänkin käytössä oleva 34 kPa kuorma, johon ei tule käyttää osavarmuuskertoimia. (Elliott & Jolly, 2013). Avainasemassa olevan rakenteen lisäksi myös sitä vaakasuunnassa tukevat rakenteet suunnitellaan onnettomuuskuormalle, joka tulee kestää sekä vaaka- että pystysuunnassa, muttei samanaikaisesti. Avainasemassa olevien rakenteiden kanssa menettelyä edullisempaa voi olla suunnitella rakenne, jossa ei ole kriittisiä onnettomuuskuormalle alttiita rakenteita. (fib, 2012). Mikäli onnettomuuskuormaa A_d ei pystytä ennakoimaan tai luotettavasti arvioimaan, voidaan avainasemassa olevan rakenteen luotettavuutta lisätä nostamalla seuraamusluokkaa, lisäämällä staattista määräämättömyyttä tai laskemalla rakenteen suurinta sallittua käyttöastetta. Varotoimista huolimatta kyseinen rakenneosa säilyy avainasemassa olevana, sillä siihen kohdistuvaa voimaa tai kuormitustilannetta ei tunneta. Rakenteen suunnittelua avainasemassa olevana käsitellään kappaleessa 5.2.

Rakentamismääräyskokoelmassa on määritetty törmäyskuormat tukirakenteena toimiviin alusrakenteisiin (taulukko 3.1). Törmäyskuormien määrittämisessä on noudatettava määräyskokoelman arvoja, jotka poikkeavat hieman Eurokoodin vastaavan

taulukon arvoista. Törmäyskuorma on määräyskokoelmassa suurempi teillä, ka-
duilla ja moottoriteillä, mutta pienempi pihaille ja autotalleille. Mitoituskuormat ta-
lorakenteille kerrotaan pienennyskertoimella, joka on rakenneosan ja liikennöitävän
kaistan keskilinan etäisyyden d ja suurimman sallitun ajonopeuden v_0 funktio. Mi-
toitusta ajoneuvon törmäyskuormalle ei tarkastella lainkaan, jos etäisyys d on niin
suuri, että kaaviosta saatava pienennyskerroin häviää. Ajoradan vieressä olevia ta-
lorakenteita mitoittaessa oletetaan, etteivät kuormat liikenteen suuntaan ja liikenteen
suuntaa vastaan kohtisuoraan vaikuta samanaikaisesti. Myös ajoväylän yläpuolella
sijaitseville talorakenteille on annettu törmäyksen aiheuttamat mitoituskuormat.

Taulukko 3.1 Törmäyksestä aiheutuvat mitoituskuormat talorakenteille (RakMK, 2016c)

Liikenteen luokka	Kuorma F_{dx}^a [kN]	Kuor- ma F_{dy}^a [kN]
Moottoritiet sekä tiet ja kadut, joilla suurin sallittu ajonopeus on $v \geq 80$ km/h	1100	550
Tiet ja kadut, joilla suurin sallittu ajonopeus on $50 \text{ km/h} \leq v < 80 \text{ km/h}$	825	410
Tiet ja kadut, joilla suurin sallittu ajonopeus on $v < 50 \text{ km/h}$	550	275
Pihat ja autotallit, joihin: henkilö- ja pakettiautot pääsevät kulkemaan ^b kuorma-autot ^c pääsevät kulkemaan ^b	25 75	25 75
^a x = normaali liikenteen suunta, y = normaalin liikenteen suuntaa vastaan kohtisuoraan. ^b Jos piha-alueen ajoneuvoliikenteelle tarkoitetun osan reunan ja rakenteen vaakasuora välimatka on vähintään 2,0 m, ei rakennetta tarvitse mitoittaa ajoneuvon törmäyskuormalle. ^c Termi "kuorma-auto" tarkoittaa ajoneuvoja, joiden suurin bruttopaino on yli 3,5 tonnia.		

Törmäyksen ja räjähdysten aiheuttamalta paikalliselta vauriolta voidaan suojautua estämällä vaurion synty. Autoteiden yhteydessä on yleistä käyttää suojakaiteita, jotka estävät ajoneuvojen törmäämisen kantaviin talorakenteisiin. Räjähdysten aiheuttamat vauriot kantaviin rakenteisiin voidaan ehkäistä esimerkiksi keveiksi suunniteltavalla julkisivurakenteella, joka päästää ylipaineen purkautumaan rakennuksen sisältä. Tällöin elementtien väliset liitokset on suunniteltava lujemmiksi kuin julkisivurakenteen kiinnitykset.

Rakenteelle on tehtävä riskinarviointi, kun avainasemassa olevan rakenteen onnettomuuskuormaa ei tunneta. Riskinarviointi on lisäksi tehtävä aina, kun rakenne kuuluu onnettomuustilanteen seuraamusluokkaan CC3b. Riskinarviointi on tehtävä jollakin systemaattisella tavalla, jolla määritetään tarpeelliset korjaus- ja riskinhallintatoimenpiteet. Toimenpiteillä pyritään vaikuttamaan alkuperäiseen, riskitekijän aiheuttavaan, tapahtumaan tai sen todennäköisyyteen, tapahtumasta aiheutuvan ensimmäisen vaurion syntyyn ja sen sitkeyteen, yksittäisestä vauriosta aiheutuvan jatkuvan sortuman todennäköisyyteen tai vauriosta tai sortumasta aiheutuvien seurausten määrään. Riskinarvioinnin tai riskianalyysin todennäköisyydet määritetään esimerkiksi standardin SFS-IEC 60300-3-9 mukaisesti. (Valjus, 2017).

3.3 Palomitoitus

Standardin EN 1992-1-2 (taulukko 3.2) mukaan palonkestävyys voidaan osoittaa taulukkomitoituksella tai yksinkertaistetuilla tai kehittyneillä laskentamenetelmillä. Menetelmä valitaan sen mukaan, tarkastellaanko rakenneosaa, rakenteen osaa vai koko rakennetta. Rakenneosatarkastelu voidaan tehdä taulukkomitoituksella. (SFS-EN 1992-1-2, 2005). Luonnoksessa ympäristöministeriön asetukseksi rakennusten paloturvallisuudesta (YM luonnos, 2016) rakennukset jaetaan paloluokkiin P0, P1, P2 ja P3. Uutta P0-luokkaa käytetään, kun rakennus suunnitellaan osin tai kokonaan käyttäen oletettuun palonkehitykseen perustuvaa menettelyä erikseen määritetylle palokuormalle. Asetusluonnoksen mukaan luokkavaatimuksen täyttyminen osoitetaan kokeellisesti, laskennallisesti, yhdistämällä koe- ja laskennalliset tulokset tai käyttämällä hyväksyttävää taulukkomitoitusta. Asuinkerrostalon suunnittelussa taulukkomitoitus on yleensä riittävä ja johtaa järkeviin rakennepaksuuksiin.

Taulukko 3.2 Palonkestävyyden osoittamisen vaihtoehtoisten menetelmien yhdistelmätaulukko (SFS-EN 1992-1-2, 2005) (muokattu taulukosta 0.1)

	Taulukkomitoitus	Yksinkertaistetut laskentamenetelmät	Kehittyneet laskentamenetelmät
Rakenneosatarkastelu	Kyllä	Kyllä	Kyllä
Rakenteen osan tarkastelu	Ei	Kyllä	Kyllä
Rakenteen kokonaistarkastelu	Ei	Ei	Kyllä

Rakentamismääräyskokoelman osan E1 mukaan yli kahdeksankerroksinen asuin- tai työpaikkarakennus kuuluu aina paloluokkaan P1. Luokan P1 rakennuksen oletetaan kestävän sortumatta palon ja jäähtymisen ajan, joten palokuorman tiheys vaikuttaa sen rakenteiden mitoittamiseen. (E1 RakMK, 2011). Aiemmin mainitussa asetusalunnoksessa (YM luonnos, 2016) P1 ja P2 -luokan rakennusten rakenteiden kantavuutta koskeviin luokkavaatimuksiin sovelletaan asetuksen taulukkoa 3, joka jakaa rakennukset kerroslukumäärän, korkeuden ja palokuormaryhmän mukaan. Luonnoksessa esitetyt luokkavaatimukset on esitetty taulukossa 3.3. Sekä kokoelmassa E1 että luonnoksessa annetaan seuraavat ohjeet:

- Asuinkerroksissa palokuorma on alle 600 MJ/m^2 ja irtaimistovarastoja sisältävissä kellarikerroksissa $600\text{--}1200 \text{ MJ/m}^2$.
- Parvekkeilta vaaditaan puolet kantavien rakenteiden palonkestävyysvaatimuksesta.
- Kantavat rakenteet ja uloskäytävän porrassyöksyt ja -tasanteet tehdään vähintään A2-s1, d0 -luokan tarvikkeista.

Luokan A2 rakennustarvikkeet osallistuvat paloon erittäin rajoitettusti, ja siihen voivat kuulua esimerkiksi pinnoitetut mineraalivillat, kuitusementtilevyt ja maalatut metallilevyt (VTT Expert Services -internetsivusto, 2014). Luokat s ja d viittaavat savuntuottoon ja palavaan pisarointiin. Tiukimmat luokat ovat 1 ja 0: tarvikkeen savuntuotto on erittäin vähäistä eikä palavia pisaroita tai osia esiinny lainkaan. (El RakMK, 2011).

Uuden asetuksen myötä on mahdollista suunnitella esimerkiksi 9-kerroksinen mutta alle 28-metrinen rakennus 60 minuutin palonkestävyysajalle, mitä vuoden 2011 E1-määräys ei salli (taulukko 3.4). Luokassa P1 asuinkerrostalon kaksi ylintä kerrosta on varustettava automaattisella sammutusjärjestelmällä (taulukon 3.3 merkintä *) ja eristettävä A2-s1, d0 -luokan lämmöneristeillä ja täytteillä (#). Luokassa P2 on lisäksi käytettävä asetuksen mukaista suojaverhoilua (merkintä ³⁾). Yli 28 metriä korkeat rakennukset suunnitellaan P1-luokassa, jolloin asuinkerroksen palonkestävyysvaatimus on 120 minuuttia tai 90 minuuttia sprinkleri-systeemin kanssa. Yli 56-metriset rakennukset tulee vastedes olla aina varustettuja automaattisella sammutusjärjestelmällä. Irtaimistovarastoja sisältävät kellarikerrokset voidaan suunnitella sprinkleri-systeemillä 120 minuutin palonkestävyysajalle tai E1 tapaan luokan R 180 rakenteilla. (YM luonnos, 2016).

Taulukko 3.3 Kantavien ja jäykistävien rakenteiden luokkavaatimukset P1 ja P2-paloluokan rakennuksissa (YM luonnos, 2016)

	Rakennuksen paloluokka			
	P1			P2
Palokuormaryhmä MJ/m ²	yli 1 200	600 - 1 200	alle 600	
Yli 2-krs. rakennus, korkeus enintään 28 m	R 180, A2 (R 90*, A2)	R 120, A2 (R 60*, A2)	R 60, A2	R 60 * # ³⁾
- kellar	R 180, A2 (R 90*, A2)	R 120, A2 (R 60*, A2)	R 60, A2	R 60 *, A2
- asuinrakennus, asunto, ylin kerros	R 60 +	R 60 +	R 60 +	R 60 * # ³⁾
- asuinrakennus, asunto, kaksi ylintä kerrosta	R 60 * #	R 60 * #	R 60 * #	R 60 * # ³⁾
- yli 2-krs. asunto, jonka korkeusenintään 14 m, kuuluvat asunnoittain samaan huoneistoon	R 60, A2 (R 30, A2 *)	R 60, A2 (R 30, A2 *)	R 60, A2 (R 30, A2 *)	R 60 # (R 30 * #)
Yli 2-krs. rakennus, korkeus yli 28 m, mutta enintään 56 m	R 240, A2 (R 180*, A2)	R 180, A2 (R 120*, A2)	R 120, A2 (R 90*, A2)	ei mahd.
Yli 2-krs. rakennus, jonka korkeus yli 56 m	R 180*, A2	R 120*, A2	R 90*, A2	ei mahd.
Ylimmän maanalaisen kellarikerroksen alapuolella sijaitsevat kellarikerrokset	R 240, A2 (R 180*, A2)	R 180, A2 (R 120*, A2)	R 120*, A2 (R 90*, A2)	R 120*, A2 (R 90*, A2)

Taulukko 3.4 E1mukainen P1-luokan kantavien rakenteiden luokkavaatimukset (RT 08-11186, 2015)

Kantavien rakenteiden luokkavaatimukset					Ulkoseinän vaatimukset
	Rakennus- tarvike	Palokuormaryhmä MJ/m ²			
		yli 1200	600–1200	alle 600	
Kantavat rakenteet yleensä	A2-luokka	R 240	R 180	R 120	<ul style="list-style-type: none">• Ulkoseinä eristeineen pääosin B-s1, d0 -luokkaa. Eriste saa olla tätä huonompaa, jos se on niin suojattu ja sijoitettu, että palon leviäminen siihen sekä palo-osastosta toiseen ja rakennuksesta toiseen on estetty; rappaus tai metallilevy ei ole riittävä suojaus.• Kantamattoman ulkoseinän runko saa olla D-luokan materiaalia, jolloin eristeen on oltava A2-luokkaa. Kantavan ulkoseinän on oltava A2-luokan tarvikkeesta.• Ulkopinnat B-s1, d0 -luokkaa. Tuuletusraon ulkopinta ja sisäpinta vähintään B-s1, d0 -luokkaa.
Parvekkeiden kantavat rakenteet	A2-luokka	R 120	R 90	R 60	
Uloskäytävien porrassyöksyt ja tasanteet	A2-luokka	R 60	R 60	R 30	
Ylimmän maanalaisen kellarikerroksen alapuoliset kellarikerrokset	A2-luokka	R 240	R 180	R 120	
Ullakon tai ontelon vesikattorakenteet, jotka eivät ole rakennuksen rungon olennaisia kantavia tai palossa runkoa jäykistäviä rakenteita	–	Ei luokkavaatimuksia			

Yli kahdeksankerroksisessa rakennuksessa tulee olla vähintään kaksi erillistä, tarkoituksenmukaisesti sijoitettua uloskäytävää. Kokoelman E1 kohdan 10.5.2 mukaan uloskäytävien tulee olla P1-luokan rakennuksessa palolta suojattuja, kun kerrosluku on yli 8 ja enintään 16. Yli 16 kerroksisessa rakennuksessa tulee olla yksi palolta ja savulta suojattu uloskäytävä, muiden uloskäytävien tulee olla vähintään palolta suojattuja. Asuinrakennukset osastoidaan määräyskokoelman mukaan huoneistoittain. (E1 RakMK, 2011). Uuden asteuksen (YM luonnos, 2016) myötä asuinrakennuksen kaksi kerrosta saavat kuulua samaan palo-osastoon, mutta jokaisesta kerroksesta on järjestettävä pääsy uloskäytävään. Rakennuksen eristekerros on katkaistava 24 metriin saakka EI 30 -rakenteilla enintään kahden kerroksen välein ja tämän jälkeen kerroksen välein. Ohjeen E1 kohdan 8.3 mukaan P1-luokan rakennuksen kantamattoman ulkoseinän rungon voi tehdä D-s2, d2 -luokan tarvikkeesta, mikä sallitaan myös uudessa asetuksessa. D-luokan tuotteita ovat esimerkiksi palosuojaamaton lastulevy ja vaneri, joiden palossa lämpöä saa vapautua nopeammin ja enemmän kuin luokissa A, B tai C (VTT Expert Services -internetsivusto, 2014). Luokka s2 sallii vähäisen savuntuoton, ja d2 palavan pisaroinnin ja palavia osia. (E1 RakMK, 2011).

4 Asuinkerrostalon elementtirungon suunnittelu

4.1 Suunnittelun lähtökohdat

Luonnossuunnitteluvaiheessa on punnittava betonielementtirakentamisen mahdollisuuksia, etuja ja rajoituksia. Elementtirakentamisen erityispiirteitä ovat rungon yksityiskohdat, kuten liitokset, sekä valmistusmenetelmät, kuljetukset ja rungon nosto. Teoriassa elementtien liitosten pitäisi muodostaa rakenteesta paikallavalun kaltainen sitkeä järjestelmä, mikä johtaa kuitenkin usein liian kalliisiin ja vaivalloisiin ratkaisuihin. Hyvään elementtirungon suunnitteluun kuuluvat mahdollisimman yksinkertaiset liitokset. Asennusnopeus on tärkeä tekijä rakennusprojektissa, mikä tulee huomioida suunnittelussa muun muassa selkeillä piirustuksilla. Ratkaiseva tekijä betonielementtirakenteiden suunnittelussa on kuitenkin rakenteellinen vakaus: on suunniteltava kantava runko, jossa välipohjalaatta toimii jäykistävänä vaakarakenteena. Runkoratkaisun valinnan jälkeen on suunniteltava yksittäiset elementit, kuten pilarit, palkit, seinät ja kuilut, sekä niiden väliset liitokset. Toisin kuin paikallavale-tussa rungossa, elementtirungossa rungon jäykkyys ei synny automaattisesti vaan vasta elementtien liitosten alkaessa toimia. Elementtien liitoskohdat ovat rakenteen riskikohtia paitsi jäykkyyden myös palonkeston, lämmönsiirron, ääneneristyksen ja vedeneristyksen kannalta, ja siksi olennaisessa osassa elementtirungon suunnittelussa.

Korkean rakennuksen suunnitteluun kuuluu tavanomaisen rakennustuotannon piirteiden lisäksi useita keskeisiä tekijöitä, jotka erityisesti rakennesuunnittelijan mutta myös arkkitehdin ja taloteknisen suunnittelijan on otettava huomioon. Suunnittelun tehokkuudelle ja taloudellisuudelle on välttämätöntä, että kaikki eri alojen edustajat toimivat hyvässä yhteisymmärryksessä eikä kriittisiä tekijöitä jää pimentoon. Rakennesuunnittelun luonnosvaiheessa voidaan noudattaa fib Bulletin 73 -julkaisun ohjetta, jonka mukaan rakennuksen hoikkuuden kasvaessa yli arvon $H/8$ dynaamiset rasitukset on otettava huomioon asuinrakennuksen suunnittelussa. Korkeassa rakennuksessa suuret pystykuormat voivat edellyttää alimmissa kerroksissa esimerkiksi 300–400 mm rakennepaksumuksia, mikä on huomioitava hankkeen alussa konservatiivisilla arvioilla. Korkeiden betonirakenteisten talojen etu on niiden suuri omapaino, joka tuo automaattisesti vakautta kaatumista vastaan ja vaimennusta vaakavoimien aiheuttamaa huojusta vastaan.

Yleensä elementteinä toteutetaan kantavat rungon osat, kuten pilarit, seinät, palkit ja laatat. Muut rakenteet, kuten porraskäytävät, hissikuilut ja parvekkeet, toteutetaan harkinnan mukaan mahdollisimman taloudellisina. Suunnittelija pyrkii hyödyntä-

mään rakennuksen rungossa mahdollisimman pitkälle ennalta määritettyjä rakenneosia ja samalla täyttämään mahdollisimman hyvin kaikki arkkitehtoniset ja tekniset vaatimukset. Esimerkiksi Helsingin Viuhka -projektissa (kuvassa 4.1) onnistuttiin hyödyntämään tehokkaasti elementtejä kerroksissa 2–11, jolloin rakennusvaihe oli nopea ja häiritsi ympäristöä mahdollisimman vähän. Vaikka tavoitteena on käyttää mahdollisimman paljon elementtirakenteita, täydelliselle elementtiratkaisulle voi olla taloudellisia, esteettisiä tai rakenneteknisiä rajoituksia. Luonnosvaiheessa erotetaan paikallavaluna toteutettavat rakenteet, joita ovat yleensä perustukset ja maanvastaiset rakenteet. Luonnossuunnittelussa on huomioitava arkkitehdin suunnitelmien rakenteellisten alueiden lisäksi suuret aukot, taloteknisten kanavien sijainnit, erityisen suuret kuormat, esteet kantavien linjojen jatkuvuudelle, runkoon liittyvät ulokkeet ja parvekkeet sekä palkkien viisteet, pilarien uurteet ja seinien aukot. Luonnossuunnitteluvaiheessa on lisäksi tärkeää arvioida alustavat rakennepaksuudet konservatiivisesti, jottei esimerkiksi tilasuunnittelussa synny ristiriitoja myöhemmin.



Kuva 4.1 Helsingin Viuhkan julkisivu ja rungon leikkauskuva (Solla, 2017).

Elementtirungon suunnittelun alkuvaiheessa on otettava huomioon myös rungon asennustekniset vaatimukset. Elementtien kuljetusteknisiin maksimimittoihin sisältyvät nostolenkit ja muut elementistä ulos työntyvät tapit. Korkeampia elementtejä voidaan suunnitella käännettävinä, jolloin nostolenkit sijoitetaan elementin sivulle. Suurien elementtien käyttö vähentää saumojen lukumäärää, jotka ovat rakenteen heikompia osia ja jotka lisäävät työmaatyötä. Elementtien koon suunnitteluun vaikuttavat lisäksi työmaan sijainti ja koko kuorman purkamisen ja nosturien kapasiteetin ja sijoittelun kannalta. Esimerkiksi kaupungeissa nostosädetä rajoittavat työmaan läheisyydessä sijaitsevat muut rakennukset. Elementtien asennustyö pitää sisällään

työmaalla tehtävät nostot, siirrot, työnaikaiset ja väliaikaiset tuennat sekä kiinnitykset. Erityisiä riskitekijöitä liittyy kuorman purkuun ja nostoon, joissa elementit voivat pudota tai kaatua. Putoamissuojasuunnittelu on osa tuotannonsuunnittelua, josta vastaa hankkeen päätoteuttaja. Putoamissuojaukseen kuuluu oleellisesti suojakaiteiden asennukset sekä tarvikkeiden kiinnitys. Korkeassa rakennusprojektissa on huomioitava lisäksi tuulen vaikutus, sillä elementtien nosto on sallittua vain tuulen nopeuteen 15 m/s asti (Heiska & Koskenvesa, 2010). Korkean rakennusrungon nostopäiviä saattaa siten olla vähemmän kuin matalammassa projektissa.

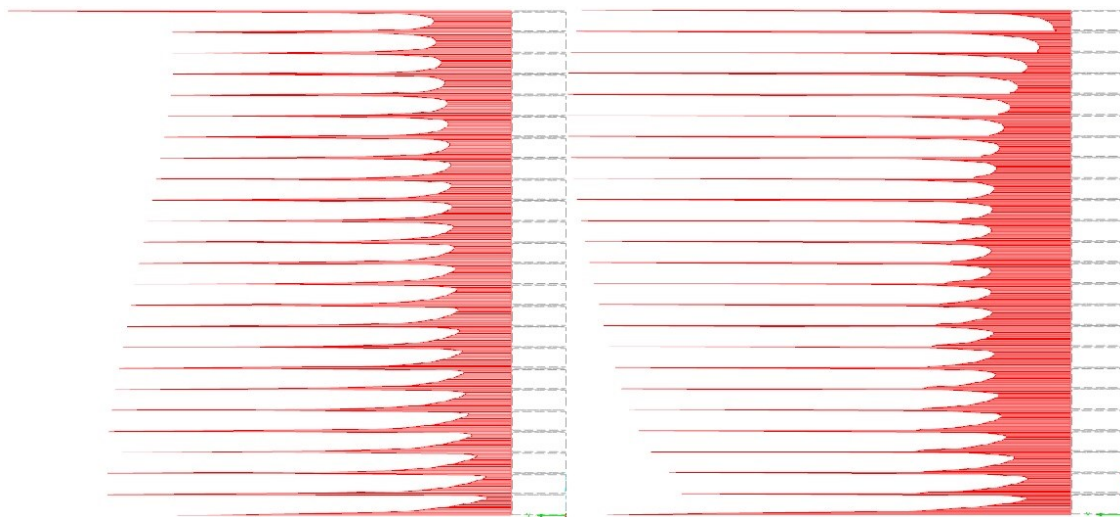
4.1.1 Kantavan rungon suunnittelu

Asuinrakennuksen rungoksi sopivat hyvin kantavat seinä- ja välipohjalaatat. Seinäelementit ovat yleensä yhden kerroksen korkuisia ja pituudeltaan kuljetus- ja nostotekniikan sallimissa rajoissa. Ontelolaatat ovat yleisin elementtirakenne välipohjassa, mutta myös massiivilaattoja hyödynnetään. Välipohjan toiminta jäykistävänä ja jatkuvana rakenteena on tarkistettava ja toteutettava sideraudoituksella, pintavallalla tai näiden yhdistelmällä. Rakenteen elastinen ja plastinen käyttäytyminen riippuu pääosin liitosten toteutuksesta ja ominaisuuksista: liitosratkaisu määrää rakenteen lujuuden, jäykkyyden ja sitkeyden. Kantavien seinien ratkaisussa etuna on pysytkuormien suhteellisen tasainen jakautuminen. Rakennuksen kantavina seininä voivat toimia sen pituussuuntaiset tai poikittaiset seinät, ulko- tai sisäseinät, tai näiden yhdistelmät. Kantavien seinien huonona puolena voidaan nähdä haasteet tilaratkaisujen muunneltavuudessa. Kantavien seinien muodostama runkoratkaisu voi vaikuttaa yksinkertaiselta, mutta sen analysoiminen on todellisuudessa monimutkaista. Monimutkaisuus johtuu siitä, että seinien jäykkyys tasossa on hyvin suuri, kun taas seinien ja välipohjien väliset liitokset ovat joustavia. Kirjassaan *Precast Concrete Structures* (2016) K. S. Elliott esittelee seinien välisien ja seinien ja välipohjalaattojen välisien epätasaisten siirtymien aiheuttamia ongelmia käyttörajatilassa. Esimerkiksi yli 25 vuotta vanhoissa rakennuksissa vedeneriste on voinut pettää ja jopa johtaa lopulta rakennuksen purkamiseen, vaikka rakenteellinen kantavuus ja vakaus ovat olleet asianmukaisia.

Betonielementtirakennuksen mastojäykistykseen suunnittelu- ja mallinnusperusteita on selvitetty esimerkiksi T. Jaakkolan (2011) diplomityössä, jossa tarkastellaan rakennuksen kokonaisstabiiliutta ja jäykistysjärjestelmää elementtimenetelmällä. FEM-analyysissä todetaan olevan tärkeintä se, että suunnittelija ymmärtää rakenteen todellisen toiminnan ja hallitsee ongelman analyttisen ratkaisun. (Jaakkola, 2011). Laskentamalli on herkkä virheille, mikä korostuu etenkin korkeissa ja monimutkaisissa rakennuksissa, joissa pienet virheet voivat kertaantua. Toisaalta oikein tehdystä laskentamallista voidaan saada selville rasituksia, joita ei voi huomata käsinlaskennalla. Betonirakenteiden mallinnus on suoritettava sekä halkeilemattomasta

että halkeilleesta rakenteesta, sillä halkeilleen poikkileikkauksen jäykkyys on pienempi. Käyttörajatiloissa rakenteen on säilyttävä halkeilemattomana. Rungon laskentamalliin on tärkeää mallintaa kaikki perustusrakenteet mukaan, jotta rakenteen kaatumisvarmuus vastaa todellisuutta.

Korkeassa rakentamisessa on aina huomioitava myös pystyrakenteiden kokoonpuristumat, jotka voivat vaihdella elementtien välillä ja aiheuttaa liittyviin vaakarakenteisiin ja toisaalta pystyrakenteiden välisiin pystysaumoihin leikkausvoimia. Kokoonpuristuma johtuu pystykuorman aiheuttamasta kimmoisesta kokoonpuristumasta sekä kutistumasta ja virumasta, joihin vaikuttaa betonin lujuus ja kimmokerroin. Rakentamisen vaiheittaisuus tulee huomioida laskennassa, sillä kaikki kokoonpuristuminen ei tapahdu kerralla rakennuksen valmistuttua vaan rungon nousun edetessä. Pystyrakenteiden kokoonpuristumien eroja tasoittavien leikkausvoimien jakauma vääristyy ilman vaiheittaista laskentaa (kuvan 4.2 jakauma), mikä saattaa johtaa paikalliseen ylimitoitamiseen ja toisaalta esimerkiksi pystysaumojen puutteelliseen mitoitukseen. Vaiheistetun mallintamisen vaikutusta rungon leikkausvoimajakaumaan on tutkittu E. Tikkasen (2014) diplomityössä.



Kuva 4.2 Vasemmalla vaiheettoman lineaarisen laskennan mukainen numeerinen leikkausvoimajakauma ja oikealla vaiheistettu jakauma (Tikkanen, 2014).

4.1.2 Rungon eheys

Rakentamismääräyskokoelman osan *Rakenteiden lujuus ja vakaus* ohjeen *Rakenteiden kuormat* (2016c) mukaan 9–15 -kerroksinen asuinrakennus kuuluu seuraamusluokkaan CC3 ja onnettomuustilanteessa luokkaan 3a. Yli 15 kerrosta johtaa onnettomuustilanteen seuraamusluokkaan CC3b, jossa on tehtävä seuraamusten riskinarviointi. Luokassa CC3 runkorakenteet voidaan toteuttaa sekä pysty- että vaakarakenteissa elementeistä, jotka sidotaan vaaka- ja pystysiteillä. Rungonsuunnittelussa on hyvä kiinnittää huomiota rakennuksen jäykkyyden jatkuvuuteen pystysuunnassa, kuten alakerroksen mahdollisen pysäköintikerroksen ja asuinkerroksen välillä tai

muissa taivutusjäykkyyden muutoskohdissa. Jäykistysjärjestelmän riskejä lisää erilaisten järjestelmien samanaikainen käyttö, jolloin kuormien jakautumisen mallintaminen on monimutkaista. Rakennuksessa voi olla esimerkiksi sekä kuiluja että mastoseiniä. Rakennuksen jäykkyys vääntöä vastaan on tarkistettava, jos sen vääntökeskiön ja painopisteen välillä on paljon etäisyyttä. Mikäli rakennus jaetaan lohkoihin, on varmistettava niiden itsenäinen stabiilius ja niiden välisten liikuntasauvojen toimivuus. Rakenteellinen eheys ja ylivarmuus (*redundancy*) tarkoittaa rakenteen sitkeyttä eli elementtien kokonaisvaltaista yhteistoimintaa. Fib Bulletin 63 -ohje (fib, 2012) antaa yleisiä ohjeita ja ehdotuksia rakennuksen rakenteellisen sitkeyden lisäämiseksi:

- tasapainoinen pohjaratkaisu, jossa laatat, palkit, seinät ja pilarit ovat mahdollisimman vähän riippuvaisia toisistaan
- jäykistävien seinien sijoittelu tasaisesti niin, ettei yhdestä jäykistysosasta kussakin suunnassa ole riippuvainen liian suuri osa rungosta
- seinien jäykkyyttä voidaan parantaa poikittaisilla, verraten kevyilläkin seinillä
- kantavat sisäseinät voivat muodostaa vaihtoehtoisia kuormansiirtoreittejä
- välipohjalaattojen kantavan suunnan vaihtelu lisää varmuutta, jos kantava väliseinä poistetaan onnettomuustilanteessa ja
- rungon jakaminen osiin liikuntasauvoilla.

Betonielementtirakenteiden eheyden varmistamisessa tärkeintä on sidejärjestelmän toimivuus vaaka- ja pystysuunnissa. Sidejärjestelmää käsitellään kappaleessa 5.2.2.

4.2 Rakenteiden palonkesto

Asuinkerrostalon kantavat rakenteet mitoitetaan kestäämään standardipaloa 60, 90 (luonnosvaiheen asetus, vaatii sprinkleri-järjestelmän), 120 tai 180 minuutin ajan. Palonkestävyysvaatimuksen perusteella kantaville rakenteille määritetään vähimmäispaksuus sekä raudoituksen keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot Eurokoodin taulukoiden perusteella. P1-palokuokan rakenteiden mitoituksessa rakennepaksuus saattaa määräytyä kuormankantokyvyn sijaan palonkestoaikavaatimuksen perusteella.

Tulipalon heikentämät liitokset voivat vaarantaa koko rakenteen vakauden, joten niillä tulee olla sama palonkestävyys kuin muulla rakenteella. Betoni absorboi lämpöä ja laskee teräksen lämpötilaa. Teräsosia sisältävät liitokset kapseloidaan yleensä sementtilaastilla palosuojauksen sekä muun kestävyuden lisäämiseksi. Laasti, jonka puristuslujuus on vähintään 25 MPa, suojaa liitosta kahden tunnin ajan tulipalossa ja takaa kokonaisvaltaisen suojan muun kestävyuden suhteen. (Elliott & Jolly, 2013).

Betonielementtivalmistaja Parma (2013) valmistaa ontelolaattoja lujuuksilla C 50 ja C 60, joista C 60 (C 60/75) luokitellaan korkealujuudeksi. Korkealujuusbetonista valmistettujen elementtien palomitoitus voidaan tehdä samalla taulukkomitoituksella kuin tavallisten betonirakenteidenkin, mutta poikkileikkausmittoja tulee suurentaa EN 1992-1-2 kohdan 6.4.3 mukaan. (Parma, 2013) Mitoituksen tarkoitus on huomioida lujuuden heikkeneminen korkeassa lämpötilassa, ja se koskee kaikkia lujuuden C 55/67 tai suurempien lujuuksien betoneja. Lujuus heikkenee nopeammin korkealujuusbetonissa, koska sen vesi-sementtisuhde on pienempi, joten palotilanteessa höyrystyvää vettä on vähemmän. Rakentamismääräyskokoelman mukaan kaikki korkealujuusbetonit kuuluvat luokkaan FI (Eurokoodissa luokka 2). Tällöin poikkileikkauksen vähimmäismittoja suurennetaan seuraavilla arvoilla, joissa $k = 1,3$:

$$\begin{array}{c} (k - 1) a \\ \text{tai} \\ 2(k - 1) a \end{array} \quad (10)$$

missä	a	on taulukoissa esitetty terästen keskiöetäisyys
	$(k - 1) a$	vain toiselta puoleltaan altistuneille seinille tai laatoille ja
	$2(k - 1) a$	muille rakenneosille, lisäksi a kerrotaan kertoimella k .

4.2.1 Seinien ja pilareiden palonkeston taulukkomitoitus

Eurokoodin 2 (kohdat 9.5.1 ja 9.6.1) mukaan seinien pituuden suhde paksuuteen on vähintään 4 (SFS-EN 1992-1-1). Rakenteita käsitellään pilareina, kun suurempi poikkileikkausmitta on enintään 4 kertaa poikkileikkauksen pienempi mitta. Kantavien pystyrakenteiden suunnittelussa seinä voidaan joutua mitoittamaan pilarina esimerkiksi ulkoseinän aukkojen takia. Esimerkiksi rakennuksen ulkonurkkaan parvekkeen ja seinän korkuisen ikkunan väliin voi jäädä vain kapea kaistale seinää, joka joudutaan mitoittamaan pilarina, ellei seinän paksuutta ja leveyttä saada suhteeseen 1:4, kuten 160 ja 640 millimetriä. Pilarin palomitoituksessa vaaditaan suurempia rakennepaksuuksia sekä terästen keskiöetäisyyttä a .

Pilarin vähimmäismitat on esitetty taulukossa 4.1 ja seinän taulukossa 4.2. Palonkestävyydelle R 120 vaaditaan pilarille vähintään rakennepaksuutta 250 mm, ellei paloaltistuksen voida olettaa olevan vain yhdeltä sivulta. Vastaavasti seinän paksuusvaatimus luokassa R 120 on suurimmillaan 220 mm. Seinän mittoja rajoitetaan myös standardin EN 1992-1-2 kohdan 5.4.1 (3) mukaan: vapaan korkeuden ja paksuuden suhde ei saa ylittää arvoa 40, jotta vältetään lämmön aiheuttaman liiallinen muodonmuutos ja siitä seuraavan seinän ja laatan välisen tiiveyden menettäminen. Esimerkiksi 200 mm paksu seinä ei voi olla kyseessä olevassa mitoitusmenetelmässä yli kahdeksan metriä korkea.

Taulukkomitoituksessa käytetään hyväksikäyttöastetta μ_{fi} (11), jonka avulla otetaan huomioon kuormayhdistelmät, pilarin puristuslujuus ja taivutus toisen kertaluvun vaikutuksineen (SFS-EN 1992-1-2) (kohta 5.3.2). Seinän mitoituksessa käyttöasteelle μ_{fi} käytetään raja-arvoja 0,35 ja 0,7 ja pilareille 0,2; 0,5 ja 0,7, joiden avulla rakennepaksuudet voidaan optimoida mahdollisimman pieniksi. Käyttöasteen $\mu_{fi} = 0,7$ käyttäminen varmistaa aina konservatiivisen rakennepaksuuden.

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \quad (11)$$

missä $N_{Ed,fi}$ on normaalivoiman mitoitusarvo palotilanteessa ja
 N_{Rd} on rakenteen kestävyysmitoitussarvo normaalilämpötilassa.

Taulukko 4.1 Pilarin vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot, kun sen poikkileikkaus on suorakaide tai pyöreä (SFS-EN 1992-1-2) (Taulukko 5.2a)

Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Pilarin leveys b_{min} / päätankojen keskiöetäisyys a			
	Pilarin altistus useammalta kuin yhdeltä sivulta			Altistus yhdeltä sivulta
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4	5
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
** Vähintään 8 tankoa Jännitetyillä pilareilla keskiöetäisyyttä suurennetaan kohdan 5.2(5) mukaisesti.				

Pilari voi altistua palolle joko yhdeltä tai useammalta sivulta riippuen esimerkiksi siitä, onko se upotettu seinän sisään. Rakennesuunnittelijan on pohjasuunnitelman perusteella tarkistettava, voivatko kantavat seinät altistua palolle myös toiselta puolelta. Seinä voi myös altistua palolle kahdelta puolelta, jos esimerkiksi käytävän ovi palaa 60 minuutin (vaatimus puolet osastoivan rakennusosan palonkestävyysaika-vaatimuksesta) palon aikana ja palo leviää huoneistosta käytävälle. Tällöin huoneiston ja käytävän välisen R 120 -luokan seinän tulee kestää vielä 60 minuuttia paloa molemmilta puolilta, ja rakennepaksuutta on kasvatettava 10 tai 50 millimetriä riippuen rakenteen käyttösuhteesta.

Seinien aukonylityspalkit tulee mitoittaa palonkeston suhteen standardin EN 1992-1-2 taulukon 5.5 mukaan, joka on esitetty taulukossa 4.3. Terästen keskiöetäisyys a

tarkistetaan palkin leveyden mukaan. Seinässä, jonka paksuus on 200 mm ja palonkestovaatimus R 60, palkin alapinnan terästen keskiöetäisyys määräytyy muun kuin palomitoituksen edellyttämän betonipeitteen mukaan (taulukossa merkintä *). R 120-luokan rakenteissa, jotka ovat alle 300 mm paksuja, vaaditaan 45 mm keskiöetäisyys, ja R 180-luokan alle 400 mm paksuissa rakenteissa 60 mm keskiöetäisyys.

Taulukko 4.2 Kantavien betoniseinien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot (SFS-EN 1992-1-2) (taulukko 5.4)

Standardi-palonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Seinän paksuus / keskiöetäisyys			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	altistus toiselta puolelta	altistus molemmilta puolin	altistus toiselta puolelta	altistus molemmilta puolin
1	2	3	4	5
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä betonipeitteen paksuus on määräävä. Ks. kohdasta 5.3.2 (3) hyväksikäyttöasteen μ_{fi} määritelmää.				

Taulukko 4.3 Jatkuvien teräsbetoni- tai jännebetonipalkkien vähimmäismitat ja keskiöetäisyyden vähimmäisarvot (SFS-EN 1992-1-2) (taulukko 5.6)

Standardi-palonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	Keskimääräisen keskiöetäisyyden a ja palkin leveyden b_{min} mahdolliset yhdistelmät			
1	2	3	4	5
R 60	$b_{min} = 120$ $a = 25$	200 12*		
R 90	$b_{min} = 150$ $a = 35$	250 25	450 35	500 30
R 120	$b_{min} = 200$ $a = 45$	300 35	550 50	600 40
R 180	$b_{min} = 240$ $a = 60$	400 50	650 60	700 50

4.2.2 Laattojen palonkesto taulukkomitoituksella

Massiivilaattojen palonkestävyys on esitetty taulukossa 4.4. Taulukkoa voi käyttää vapaasti tuettujen yhteen suuntaan kantavien ja ristiin kantavien umpilaattojen mitoittamiseen standardipalonkestävyyksille R 60...R 180. Laatta voi olla tavallisesti raudoitettu tai jännitetty rakenne. Ristiin kantavien laattojen kohdalla a on alemman raudoituksen keskiöetäisyys. (SFS-EN 1992-1-2). Palonkestävyys R 180 saavutetaan jo 150 millimetrin rakennepaksuudella, kun terästen keskiöetäisyys on 30–55 millimetriä.

Taulukko 4.4 Teräsbetoni- tai jännebetoniumpilaattojen vähimmäismitat ja keskiöetäisyyksien vähimmäisarvot (SFS-EN 1992-1-2) (taulukko 5.8)

Standardipalonkestävyys	Vähimmäismitat (mm)			
	laatan paksuus h_x (mm)	keskiöetäisyys a		
		yhteen suuntaan kantava	ristiin kantava	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40

l_x ja l_y ovat ristiin kantavan laatan jännemitat (kaksi toisiaan vastaan kohtisuoraa suuntaa) missä l_y on pitempi jännemitta.

Jännebetonipalkeissa otetaan huomioon keskiöetäisyyden suurentaminen kohdan 5.2. (5) mukaisesti.

Sarakkeiden 4 ja 5 mukainen keskiöetäisyys a ristiin kantavissa laatoissa koskee kaikilta neljältä reunalta tuettuja laattoja. Muita laattoja käsitellään yhteen suuntaan kantavina laatoina.

* Tavallisesti standardin EN 1992-1-1 edellyttämä raudoituksen betonipeite on määräävä.

A. Suikka esittää artikkelissaan (Betoni-lehti 1/2014) taulukoituna ontelolaattojen palonkestävyysluokkien vähimmäismitat, jotka on määritetty standardien EN 1992-1-2, EN 1168:2005+A3:2011 ja SFS 7016 mukaan (kuvassa 4.3). Artikkelissa esitellään yleiseurooppalainen Holcofire-projekti, jossa tutkittiin vuosina 2010–2013 ontelolaattojen palonkestävyyttä tekemällä uusia polttokokeita, analysoimalla vanhoja polttokokeita ja suorittamalla FEM- ja muita simulointeja ja kantokykylaskelmia. Projektin tulokset osoittavat, että ontelolaatta on paloteknisesti turvallinen tuote. Vanhojen koetulosten analysoiminen osoitti, että palotekninen taulukkomitoitus on hyvä menetelmä, jolla laattojen kapasiteetti taivutukselle, leikkaukselle ja ankkuroinnille on varmallalla puolella. Mitoitus palotilanteessa taivutukselle tehtiin eurokoodin EN 1992-1-2 mukaan laatan paksuuden ja punosten keskiöetäisyyksien perusteella. (Suikka, 2014). Kansallisen sovellusstandardin SFS 7016 mukaan onte-

lolaatan minimipaksuus 60 minuutin palonkestävyydelle on 200 mm. Laatalle sallitaan 160 millimetrin paksuus, jos palomitoituksen teräsjännitys rajoitetaan puoleen jänneteräksen ominaisvetolujuudesta.

Vähimmäismitat	Vaadittu palonkestävyysluokka			
	REI 60	REI 90	REI 120	REI 180
Punosten keskiöetäisyys (mm) 1)	35	45	55	70
Laatan minimipaksuus (mm) 2)	130	160	200	250
Laatan minimipaksuus (mm) 3)	200 (160)	250	265	300

*Kuva 4.3 Ontelolaattojen vähimmäismitat palonkestävyysluokissa REI 60 – REI 180, läh-
teinä*

1) EN 1992-1-2

2) SFS-EN 1168:2005+A3:2011 sekä

3) SFS 7016 (Suikka, 2014).

Parman normaalien ontelolaattojen palonkestävyys ilman lisätoimenpiteitä on REI 60. R 120 saavutetaan palolaatoilla, joiden kapasiteetti on normaalilaatan kestävyyttä pienempi, koska jänteet joudutaan sijoittamaan kauemmas laatan alareunasta. Kun hankekohtaiset määrät ovat suuria, myös luokan R 90 laattoja voidaan toimittaa. R 180 vaatii 60–80 millimetrin paksuisen paloeristeen. (Parma, 2013).

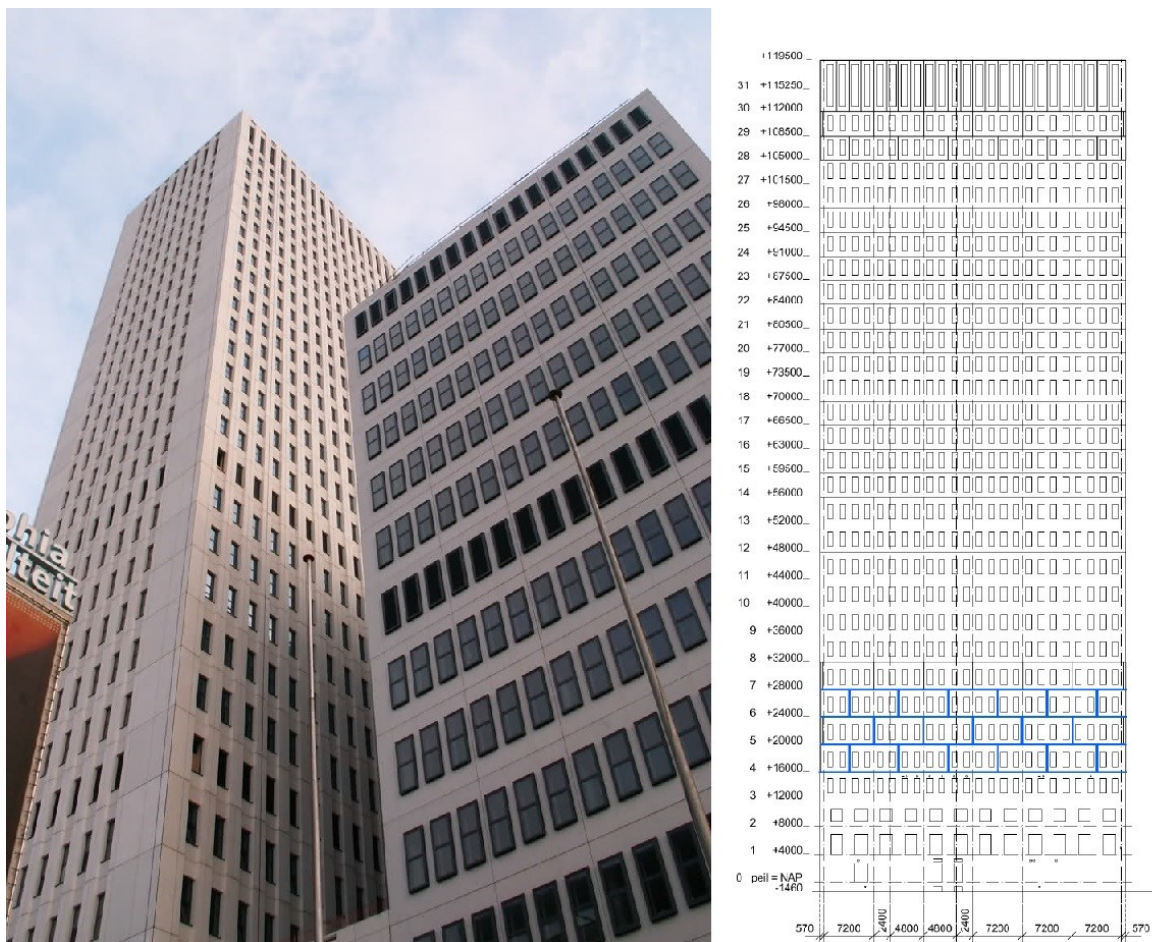
4.3 Elementtirunko

4.3.1 Kantava pystyrunko

Kantavat pystyrakenteet voidaan jakaa rakennuksen pituussuuntaisiin ja pituussuuntaan nähden poikittaisiin kantaviin seiniin, hissi- ja porraskuiluihin sekä ensimmäisen kerroksen erityisjärjestelyihin. Tiheästi sijoitetut kantavat seinät rajoittavat erikoistilojen sijoittelua ensimmäiseen kerrokseen, jotka monesti suunnitellaan kaupallisiin tai kunnossapidon tarkoituksiin. Asuinkerrostalon alin tai esimerkiksi kaksi alinta kerrosta voidaan toteuttaa esimerkiksi pilari-palkki-rungolla tai pilarilaattana. Pilari-palkki-ratkaisussa asuinkerrosten kantavat seinälinjat tukeutuvat palkkeihin, kun taas pilarilaatta mahdollistaa seinälinjojen vapaamman sijoittelun. Muuten täysin elementtirakenteisten rakennusten kellarikerrokset ja ensimmäiset kerrokset toteutetaan usein paikallavaluna rakenneteknisistä syistä. Alimmat kerrokset ovat kovemmin kuormitettuja, jolloin tarvitaan suurempia rakennepaksuuksia, betonilujuuksia ja raudoitusmääriä. Seinien suunnittelussa on otettava huomioon seinien hoikkaus sekä aukkojen sijainti ja koko puristusdiagonaalissa. Seinäelementit pyri-

tään tekemään mahdollisimman valmiiksi tehtaalla, jotta työmaatyö vähenee. Pellitysten ja ikkunoiden asennusten lisäksi esimerkiksi kylpyhuoneiden ja keittiöiden sähkö-, vesi- ja kaasuputkien asennus sopivat etukäteen tehtäviksi.

Asuinrakennuksen väliseinäelementtien paksuus vaihtelee yleensä välillä 200–350 mm riippuen rakenteen kantavuuden ja ääneneristävyyden vaatimuksista. Ulkoseinän sisäkuorielementin vahvuus on yleensä 160–250 mm, jossa 160 mm vaaditaan R 120 paloluokan vuoksi. Yhden kerroksen korkuisen elementin enimmäiskorkeus on yleensä 4,2 metriä ja pituus 12 metriin asti, mikä johtuu kuljetuksen asettamista rajoituksista. Suomessa suositellaan 10–12 tonnin maksimipainoa. Hollannissa on käytetty mahdollisimman suuria elementtejä sen mukaan, mitä työmaan olosuhteet sallivat. Esimerkiksi Rotterdamin Erasmus MC -tornin painavimmat elementit painoivat 36 tonnia, ja ne asennettiin kahden 40 tonnin nosturin avulla (ten Hagen, 2012). Sairaala-alueen uusi tornitalo (kuvassa 4.4) päätettiin rakentaa elementtirakenteisena niin, että sandwich-elementtien kantava sisäkuori toimii jäykistävänä rakenteena. Tämän sisäkuoren paksuus on 320 millimetriä, ja elementtien pituus on 7,2 metriä ja korkeus 3,6 metriä, ja jokaisessa elementissä on neljä ikkunaa. Elementit on asennettu kerroksittain limittäin niin, että muodostuu tiilimuurauksen kaltainen kuvio. Asennustavan ansiosta elementtien väliset pystysaumot pystytettiin jättämään valamatta ja rakennusaika nopeutui. (Hummelen, 2015). Hummelenin tapaus-tutkimuksessa ei otettu kantaa rakennuksen rungon tiiveyteen rakennusfysiikan kannalta.



Kuva 4.4 Erasmus MC Tower Rotterdamissa: vasemmalla valokuva valmiista rakennuksesta ja oikealla sandwich-elementtien asennuskuvaa (Hummelen, 2015).

Perustukset

Perustukset ovat tärkeä osa rakennuksen kantavaa runkoa. Suomessa perustus tuetaan suoraan lähellä maanpintaa sijaitsevaan kallioon anturaperustuksella tai tukipaaluilla kantavaan maankerrokseen. Suunnittelussa pyritään välttämään perustuksissa esiintyvää vetoa. Yleensä edullisin tapa saada perustukset kokonaan puristetuiksi on lisätä perustusrakenteiden omaa massaa. Vetovoimien ankkuroiminen kallioon vaatii kalliita rakenneratkaisuja. Asuinrakentamisessa käytetään yleensä sivumitaltaan 300 tai 350 millimetriä leveitä teräsbetonipaaluja. Pystykuormat viedään maaperään paalulla paikallavaletun anturan tai peruslaatan kautta. Tämän perustamistavan hyvä puoli on se, että kuormat ja painumat saadaan jaettua tasaisesti ja että perustuksen omaa painoa voidaan kasvattaa paksuntamalla anturaa.

Vaativissa pohjaolosuhteissa Hollannissa kantava maakerros voi sijaita jopa 50 metrin syvyydessä, joten tukipaalujen sijaan käytetään kitkapaaluja. Haagissa Het Strijkijzerin kaikki seinät on tuettu 2–3 metriä paksuun perustukseen, jota tukee 250 esijännitettyä elementtipaaluja. Paaluperustus valittiin, koska sen kustannukset ovat kohtuulliset kuormankantokykyyn nähden. Esijännitetyt paalut toimivat hyvin vetoa vastaan, mutta luonnossuunnitteluvaiheessa niiden arvioitiin silti aiheuttavan 50

prosenttia rakennuksen rungon maksimitaipumasta. FEM-analyysin jälkeen todettiin, että paaluperustus aiheuttaa 30 prosenttia rakennuksen rungon taipumasta. Rotterdamin Erasmus MC -tornin perustukset tehtiin kaksi metriä korkealla yhtenäisellä paalutetulla pohjalaatalla. Esivalmistettuja betonipaaluja on 333, mutta 120 metriä korkean rakennuksen odotetaan silti painuvan 200 millimetriä. Kaikkia painumisen aiheuttamia vaurioita ei pystytä ennalta ehkäisemään, mutta se on hyväksytty suunnitteluvaiheessa. (ten Hagen, 2012).

Parvekkeet

Kerrostalojen parvekkeet toteutetaan yleensä ulokkeina, ripustuksina tai päällekkäisinä torneina. Ulokeparvekkeet tuetaan tavallisesti välipohjista ulokelaatan tai ulokepalkkien varaan. Parveke voidaan tukea myös pieliseinillä kantaviin väliseiniin teräsosien välityksellä. Ulokkeiden kannatuksen suunnittelussa on vältettävä kylmäsiltojen syntyä, mikä rajoittaa etenkin suurten teräsosien käyttöä. Teräsosat kiinnitetään välipohjaan ja viedään ulkoseinässä lämmöneristeen läpi, jonka kohdalla niiden on oltava ruostumattomia. Ulokeparvekkeiden eduksi voidaan lukea niiden vapaa sijoittelumahdollisuus sekä se, ettei niissä ole jatkuvia pystyrakenteita, joihin voi vaikuttaa pakkovoimia. Pakkovoimia syntyy rakenteiden epätasaisista lämpö- ja kosteusliikkeistä ja painumista ja ne aiheuttavat ongelmia pystysuuntaisissa kokonaan tai osittain itsekantavissa parvekerakenteissa. Tällaisissa ratkaisuissa parvekkeet ankkuroidaan perustuksiin, joihin pystykuormat siirretään kantavilla pieliseinillä tai pilareilla. Parveketorni sidotaan runkoon kerroksittain, mikä vaatii pakkovoimien huomioimista pysty- ja vaakasuunnissa. Pakkovoimien kannalta parempi ratkaisu korkeassa, yleensä yli kahdeksankerroksisessa (yli 24 metriä korkeassa) rakentamisessa onkin ulokeparveke tai ripustettu parveke (Betoniteollisuus, 2010).

Ripustettu parveke tuetaan runkoon tavallisesti vetotangoilla. Parvekerakenteiden ripustukset ovat alttiita säärasituksille kuten lämpötilavaihteluille ja saderasitukselle, joten palonsuojamaalien käyttö on rajoitetumpaa kuin sisätiloissa. Vetotangot on tehtävä ruostumattomasta teräksestä niin, että niillä on riittävä palonkesto ilman erillistä palonsuojausta. Yli kahdeksankerroksisessa rakennuksessa parvekkeiden palonkestovaatimus on R 60 (taulukko 3.4). R 60 vaatii teräsosilta suuria rakennepaksuuksia, joiden toteuttaminen ei ole yleensä asuinkerrostaloissa mahdollista. Terästankoja voidaan hyödyntää paremmin käyttörajatilamitoituksessa estämään ulokeparvekkeiden taipuminen. Vetotangot sijoitetaan parvekkeen sisä- tai ulkopuolelle niin, että kaupunkikuvalliset vaatimukset täyttyvät ja parvekelasien avautuminen on mahdollista. Tangot kiinnitetään parvekelaatan teräsprofiiliin, kuten neiliöputkeen, ja ankkuroidaan rungon kantaviin väliseiniin, kantavaan sisäkuoreen tai välipohjaan tai erikseen kantavaan ulkokuoreen.

Helsingin Viuhkassa Vuosaarella sovellettiin elementtitekniikkaa myös rakennuksen parvekkeissa, jotka valmistettiin Parman tehtaalla yhtenä valuna. Elementeissä

oli valmiina katon vesieristykset, vedenpoistoputket ja pellitykset sekä teräsosat elementtien kiinnittämiseksi runkoon. Asennusosat optimoitiin suunnitteluvaiheessa mahdollisimman yksinkertaisiksi, ja yhden elementin asennukseen kului keskimäärin vain noin 15 minuuttia. Rakenteellisesti parvekkeet toimivat ulokkeina, jotka on tuettu yläreunoista ankkuroiduilla kierretangoilla ja alareunoista putkipalkeilla. Kuvassa 4.5 on esitettyä kiinnitysten lisäksi nostolenkit. (Solla, 2017).

Viuhkan noppaparvekkeiden kaltaisia elementtiparvekkeita rakennettiin myös Kanadan Ontariossa Belmont Trio -kerrostaloihin. Rakennuksista korkein, 14-kerroksinen A-talo, valmistui kesällä 2016. Parvekerakenteet ovat kahden kerroksen kokoisia ja sijoiteltu lomittain kuten kuvassa 4.6 voidaan nähdä. Valkoiset parvekkeet on koottu työmaalla neljästä noin 15 neliömetrin kokoisesta elementistä ja painavat 50 tonnia. Parvekkeet olivat painavimmat rakennuksen 1 290 elementistä, joista 1 000 oli seinäelementtejä. (Bousfield, 2017).



Kuva 4.5 Helsingin Viuhkan parveke-elementti ja julkisivu (Solla, 2017).



Kuva 4.6 Belmont Trio A -rakennuksen julkisivu (Bousfield, 2017).

4.3.2 Vaakarakenteet

Välipohjarakenteiden valintaan vaikuttaa tarvittava kuormankantokyky sekä ääneristävyys, palonkesto, laattojen omapaino, liittyvät rakenteet, ulkonäkö ja joustavuus reikien, ulokkeiden ynnä muiden muotojen suhteen. Lisäksi on otettava huomioon LVIS-asennusten sijoitus sekä muiden rakenteiden liittyminen välipohjaan. Elementtirakenteisissa asuinkerrostaloissa sovelletaan yleensä ontelolaattoja, massiivilaattoja tai kuorilaattoja. Muita esivalmistettuja välipohjarakenteita ovat esimerkiksi T- ja TT-laatta sekä U-laatta.

Betonirunkoisten rakennusten yleisin elementtivälipohjarakenne on ontelolaatta, joita käytetään niin asuin-, liike- kuin teollisuusrakennuksissa ala-, väli- ja yläpohjissa. Ontelolaatan tuotestandardi on EN 1168. Ontelolaattoja valmistetaan halutun paksuisiksi suunnitellun jännevälin ja kuormituksen mukaan. Esijännitetyillä 1200 mm leveillä ontelolaatoilla päästään 20 metrin jänneväleihin. Tavallisesti laatan enimmäiskorkeus on 500 millimetriä, jolla saavutetaan yli 20 metrin jänneväli. Eliottin ja Jollyn (2013) mukaan ontelolaatat ovat eniten käytetty välipohjaelementtirakenne, sillä niiden suunnittelu- ja tuotantomenetelmät ovat tehokkaita, niiden pituus-, leveys- ja korkeusmitoille sekä pintalaadulle on paljon vaihtoehtoja, ja ne ovat rakenneteknisesti edullisia. Kuormankantokyvyltään ontelolaatat ovat tehokkaimpia, kun niiden pituuden ja paksuuden suhde on noin 40. Ontelolaattoja valmistetaan lähinnä leveyksillä 600, 1200 ja 2400 millimetriä, joista 1200 millimetrin leveyttä käytetään Suomessa. USA:ssa on tehty eräässä projektissa jopa 3 350 millimetriä

leveää ja 11 metriä pitkää laattaa työmaan läheisyydessä ulkoilmassa. (Elliott & Jolly, 2013).

Ontelolaatalle vaaditaan ääniteknisten vaatimusten täyttymiseksi 500 kg/m^2 omapaino Rakennusteollisuuden ja Betonikeskuksen ohjeen (Helimäki Akustikot, 2009) mukaan, jonka täyttää 370 millimetriä korkea saumattu ontelolaatta (Parma, 2013). Suomessa pienin sallittu ilmanääneneristysluku asuinhuoneistojen välillä on 55 dB ja suurin sallittu askeläänitasoluku 53 dB (C1 RakMK, 1998). Parma on kehittänyt niin sanotun tekniikkalaatan, joka on mitoitettu osaksi ontelolaatta-välipohjaa: 270 millimetriä korkeaan esijännitettyyn massiivilaattaan valetaan valmiiksi talotekniset asennukset, joihin kuuluu putkien ja kaapeleiden lisäksi kaivot ja kaadot. Välipohjassa käytetään märkätilojen ulkopuolella P27R-ontelolaattaa, jossa R-liite tarkoittaa raskasta ja jolla on siten riittävä ääneneneristävyys matalammasta 270 millimetrin korkeudesta huolimatta. Tekniikkalaatat ovat yleensä 2400 mm leveitä ja ontelolaatat perinteisiä 1200 mm leveitä. (Simola, 2011). Esimerkiksi Helsingin Viuhkan välipohjat toteutettiin tällä välipohjatekniikalla, jolla ennen kaikkea vähennettiin työmaalla tehtävää työtä ja nopeutettiin rungon nostoa. Leveiden laattojen käyttö vähentää elementtien ja niiden välisten saumojen lukumäärää. (Solla, 2017).

Massiivilaatan äänitekniset vaatimukset täyttävä rakennepaksuus on vastaavasti 240 millimetriä (Helimäki Akustikot, 2009). Massiivilaatta voi olla tavallisesti raudoitettu tai esijännitetty. Massiivinen laatta eristää paremmin ääntä ja toimii kosteus- ja lämpöteknisesti paremmin verrattuna ontelolaattoihin. Esimerkiksi Het Strijkijzer -kerrostalon laattaelementit ovat 220 mm paksuja ja kolme metriä leveitä massiivilaattoja, joiden päälle on asennettu 70 mm pehmeä täytekeros putkituksia varten (Suikka, 2006).

Kuorilaatat ovat yleensä 100–150 mm paksuja ja 600, 1200 tai 2400 mm leveitä. Niillä toteutetaan yleensä enintään 10 metrin jännevälejä työaikaisten tukien avulla, joita tarvitaan 1,5–3,5 metrin välein. Pintavalu raudoitetaan tavallisesti harjaterästangoilla tai esijännitetään, minkä lisäksi kuorilaattaan valetaan hakaraudoitus liittorakenteen muodostamiseksi. Kuorilaatoilla vältetään muottien purkaminen ja saadaan tehdasvalmisteinen, sileä alapinta. Pintavaluun voidaan asentaa viemäroinnit ja muu tekniikka, ja kuorilaattaa voidaankin käyttää muuten ontelolaatoilla toteutettavassa välipohjassa kylpyhuoneiden kohdalla. Kuorilaattaa hyödynnetään myös osana välipohjaa ulokeparvekkeiden kohdalla, jossa ulokkeen tarvitsema lisäraudoitus ankkuroidaan kuorilaatan pintavaluun. Esimerkiksi Parma valmistaa kuorilaattoja 100, 120 ja 150 mm paksuina, ja niiden pintavalu asuinkerrostaloissa on tyypillisesti 165–250 mm. (Parma, 2012). Helsingin Viuhkan kellarin ja ensimmäisen kerroksen paikallavaluissa käytettiin 120 mm paksua kuorilaattaa (KL120) ja vähintään 150 mm paksua pintavalua (Solla, 2017).

5 Liitokset

5.1 Yleistä

Liitosten suunnittelu ja toteutus ovat hyvin oleellisia betonielementtirakentamisessa, sillä niiden tehtävä on välittää voimia rakenneosien välillä ja varmistaa rakenteen vakaus ja sitkeys. Kaikkien liitostyyppien tulee olla yksinkertaisia ja yksiselitteisiä työmaan työntekijöille. Liitos voi olla esimerkiksi pultattu, hitsattu tai betonoitu pumppaamalla tai juottamalla. Suunnittelussa on tärkeää huomioida ennen kaikkea liitoksen perustarkoitus, vaikka liitoksen tulee olla mitoitettu käyttö- ja murtorajatilojen lisäksi epänormaaleja kuormitustilanteita kuten tulipaloja, onnettomuuksia ja painumia varten. Liitoksen myötääminen ei saa olla missään tilanteessa hauras ja johtaa rakenteen epävakauteen, vaan sen on tarkoitus taata sitkeys ja kyky säilyttää tasapaino epätavallisessakin kuormituksessa. Yleensä liitosten suunnittelussa ilmenee kaksi suurta ongelmaa, jotka ovat liitosten sijoittaminen mahdollisten kriittisten kohtien ulkopuolelle ja jatkuvan sortuman estäminen.

Elementtien välisissä liitoksissa vaikuttavat ulkoiset kuormat, välipohjien pystykuormat, rakenneosien omapaino sekä mahdolliset tilavuuden muutokset. Vaaka- ja pystysuuntaisissa liitoksissa vaikuttaa seuraavia voimia:

- puristusvoima yläpuolisista rakenteista ja välipohjien pystykuormista
- leikkausvoima vaakaliitoksissa vaakasuuntaisesta kuormituksesta ja jäykistyksestä
- vaakavoima välipohjien tasossa
- momentti laattojen tasossa
- momentti laattojen reunassa ja
- leikkausvoima pystysuuntaisissa liitoksissa.

Pystyliitosten pystysuuntainen leikkausvoima syntyy seinäelementtien tasossa vaikuttavista vaakavoimista sekä niiden epätasaisesta kutistumisesta, painumisesta ja kuormittamisesta. Pystyliitoksissa vaikuttaa lisäksi vaakasuuntaista vetoa, joka syntyy seinien taipumisesta vaakasuunnassa. (fib, 2016).

Elementtirakentamisessa käytetään yleisesti paikallavaluliitoksia, koska ne ovat yksinkertaisia, nopeita ja turvallisia valmistaa työmaalla. Märkäliitosten huono puoli on liitokseen valettavan betonin kutistumisesta ja taivutuksesta aiheutuva halkeilu, jota on kuitenkin mahdollista rajoittaa kutistumattomilla laasteilla ja lisäaineilla sekä raudoituksella. Elementtirakentamisessa yksi tavoite on siirtää mahdollisimman paljon monimutkaisia työvaiheita työmaalta paremmin valvottavissa oleviin

olosuhteisiin tehtaaseen. Liitosten valmistamisesta jätetään työmaalle mahdollisuuksien mukaan vain yksinkertaiset tapitukset, pultitukset ja hitsaukset. Liitoksen joustavuus vaikuttaa viruman, lämpötilaerojen ja kutistuman aiheuttamien venymien jakautumiseen ja määrittelee liitoksen suorituskyvyn pitkällä aikavälillä. Liitosten lujuus määrittää rakenteen muodonmuutosten pysyvyyden ja sitkeys sen, johtuuko muodonmuutos kuormien turvallisesta uudelleenjakautumisesta ja energian vaimentamisesta vai liitosten hauraasta murtumisesta. Suunnittelu on haastavaa, sillä liitosten rakennetekninen käyttäytyminen on usein monimutkaista eikä normaaleja teräsbetonirakenteiden suunnittelun menetelmiä voida käyttää sellaisenaan. Yksinkertaisin liitos onkin laakerituenta, jossa puristusvyöhykettä ei rajoiteta. Suunnittelussa on otettava huomioon valmistuksen ja asennuksen mittatoleranssit niin, ettei liitoksen kapasiteetti voi heikentyä. Elementtien ja niiden välisten liitosten suunnittelu on iteratiivista ja tiiviisti yhteydessä toisiinsa, eikä elementtien suunnittelun, valmistuksen ja pystytyksen prosesseja voida erottaa vastaavista liitosten prosesseista. Liitoksen mitoittaminen ei ole vain sopivien mittojen valitsemista vaan kuormansiirtoreitti on suunniteltava kokonaisuutta ajatellen.

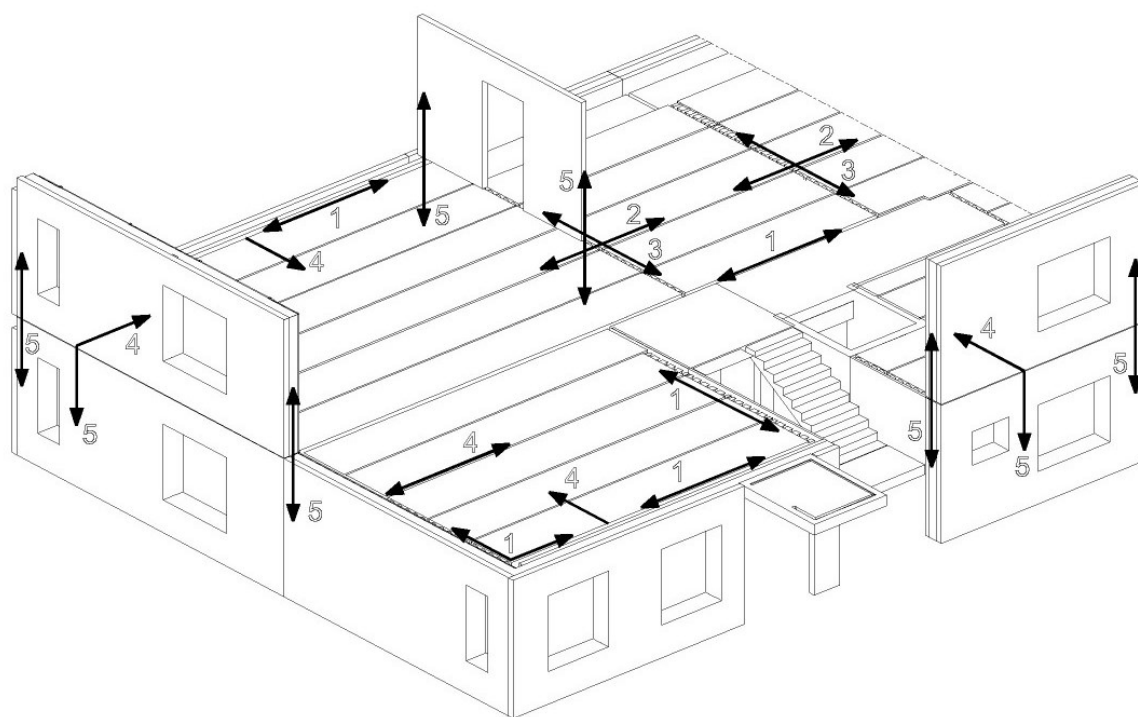
5.2 Jatkuvan sortuman hallinta

5.2.1 Rakenteen käyttäytyminen onnettomuustilanteessa

Kantavilla rakenteilla ja liitoksilla on oltava tarvittava kestävyys ja muodonmuutoskyky, jotta paikallisen vaurion ympärillä saavutetaan uusi tasapaino. Uusi tasapainotila vastustaa onnettomuuskuorman aiheuttamia pakkovoimia tai varmistaa kuorman siirtymisen vaihtoehtoista reittiä pitkin. Rakennneosien ja liitosten kestävyys saavutetaan raudoituksella. Uuden tasapainotilan varmistamisessa on yleensä sallittua käyttää eduksi suuria muodonmuutoksia ja siirtymiä, käyttää pienennettyä muutuvaa kuormaa sekä poistaa osavarmuusluvut, toisin kuin murtorajatilamitoituksessa. Onnettomuustilanteessa ja vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin syntymisessä rakenteen käyttäytyminen on todennäköisesti dynaamista ja epälineaarista, mikä otetaan huomioon rakenteen onnettomuustilanteen käyttäytymisen analysoimisessa. Rakenteen kyky absorboida energiaa riippuu sen vaurioittamiseen tarvittavasta maksimummuodonmuutosenergiasta. Jatkuvan sortuman hallitsemisessa tarvitaan energian absorbointikykyä esimerkiksi tilanteessa, jossa rakenne menettää tuentansa ja alkaa pudota. Rakenteen sitkeys on suhteellinen, yksikötön käsite, joka kuvaa kykyä kestää plastisia muodonmuutoksia ja ylläpitää samalla merkittävintä osaa kuormankantokyvystä. Sitkeyttä voidaan kuvata esimerkiksi voima-muodonmuutos-käyrällä.

5.2.2 Sidejärjestelmä

Jatkuva sortuma estetään ennen kaikkea jatkuvalla sideraudoituksella, joka suunnitellaan vastustamaan onnettomuuskuormia. Sideraudoitus estää sen, että rakenneosan tuennan, vakauden tai kuorman menetys johtaisi täydelliseen sortumiseen tai koko rakenteen laajamittaiseen vaurioon tai murtumiseen. Liitosten suunnittelussa sitkeys tarkoittaa sitä, ettei rakenne ole tarpeettoman herkkä onnettomuuksien aiheuttamille vaurioille. Elementtirakentamisessa on siten varmistettava, ettei yhden elementin vaurio aiheuta viereisen elementin vaurioitumista. Sidejärjestelmä pitkitäis-, poikittais- ja pystysuunnassa takaa rakenteen eheyden yhdistämällä erilliset elementit toisiinsa ja muodostamalla rakenteesta vakaan (kuva 5.1). Siteet ovat jatkuvia vetorasitettuja rakenneosia, jotka muodostetaan rauditus- ja jänneteräksistä, ja jotka valetaan elementtien välisiin täyttökaistoihin ja liitoskohtiin. Sitkeästi käytetty liitos, jota ylikuormitetaan, alkaa muuttaa muotoaan plastisesti, mutta siirtää edelleen lähes vakiona pysyvän osuuden kuormasta. Liitosten sitkeys on erityisen tärkeää tuilla, joissa tukireaktioiden toiminta on taattava rakenteen kokonaisvakauden säilyttämiseksi.



Kuva 5.1 Elementtirungon sidejärjestelmä (fib, 2008).

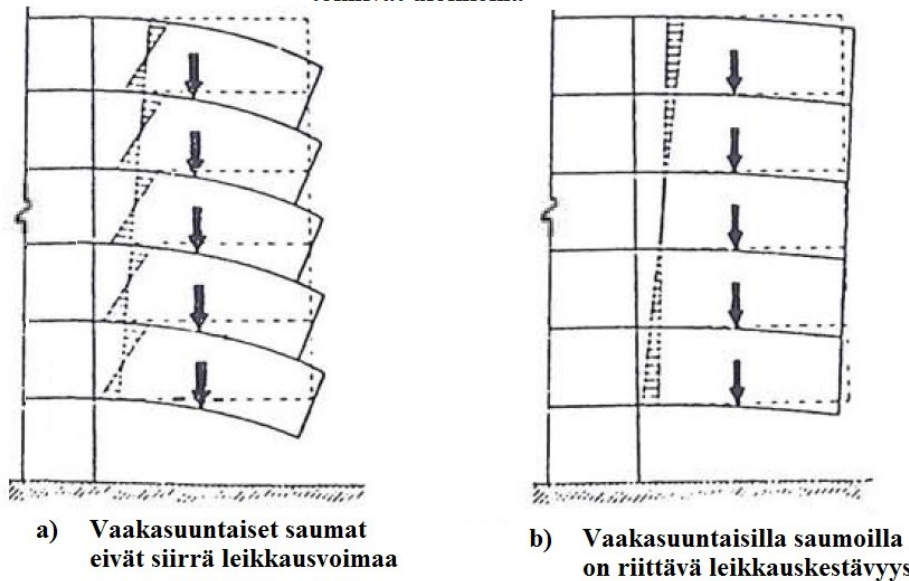
Rakentamismääräyskokoelman (2016c) mukaan jokainen välipohja ja yläpohja varustetaan rengassiteillä ja toisiaan vastaan kohtisuorilla sisäpuolisilla siteillä. Siteiltä edellytetään sellaista muodonmuutoskykyä, että ne toimivat korvaavana kuormansiirtorakenteena tai osana korvaavaa kuormansiirtoreittiä. Onnettomuustilanteen seuraamusluokassa CC3a (ja b) siteet mitoitetaan pysyvän kuorman ominaisarvon (g_k) perusteella. Vaakasuuntaiset rengassiteet ja sisäpuoliset siteet mitoitetaan

sidevoimalle T , jossa tarkistetaan rakennuksen kerroslukumäärän vaikutus. Rakennuksen ulkoreunalla sijaitsevat pystyrakenteet sidotaan väli- ja yläpohjien rakenteisiin sidevoimaa F_{tie} vastaan, jonka määrittämisessä huomioidaan kerroskorkeus ja tarkastetaan niin ikään kerroslukumäärän vaikutus. Pilarit ja seinät sidotaan jatkuvalla pystysuuntaisella sidonnalla perustuksista yläpohjan tasalle. Pystysiteet mitoitetaan onnettomuustilanteen mitoitusyhdistelmien suurimmalle yhdestä kerroksesta kertyvälle vetovoimalle, joka ankkuroidaan yläpuoliseen kerrokseen. Kantavan seinärakenteen siteet voidaan sijoittaa elementtisaumoihin tai jakaa seinän pituudelle niin, että reunimmaisat pystysiteet sijoitetaan enintään kolmen metrin etäisyydelle seinän vapaasta päästä. (RakMK, 2016c). Eurokoodin ja Suomen kansallisen liitteen mukainen sidevoimien mitoittaminen on esitetty E. Klasilan (2016) diplomityössä.

5.2.3 Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti

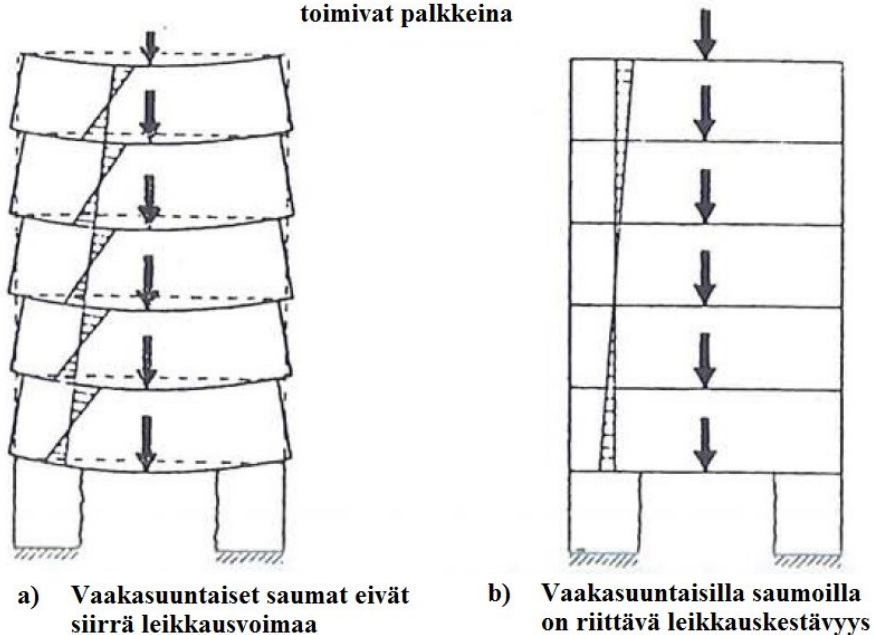
Onnettomuustilanteessa elementtikerrostalon vaurioituneelle rakenneosan tilalle voidaan suunnitella korvaava rakennesysteemi. Vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin kautta kuormat siirretään vaurioituneelta rakenteelta jäljelle jääville rakenteille yleensä vetoa kestävien köysi- tai kalvorakenteiden tai palkkirakenteiden avulla. Vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti toimii onnettomuustilanteessa niin, että rakenteet saavuttavat tasapainotilan suurten muodonmuutosten ja siirtymien kautta. Sortuminen saadaan estetyksi sallimalla suuriakin muodonmuutoksia, jossa rakenteet toimivat vetoa kestävinä köysi- ja kalvorakenteina. Rakenteisiin ja niiden välisiin liitoksiin sallitaan plastisten nivelien syntyminen, sillä vetovoimien siirtyminen edellyttää suuria muodonmuutoksia. Vetoa kestävien rakenteiden toiminta edellyttää elementtien välisiltä liitoksilta suurta muodonmuutoskykyä ja muodonmuutosenergiakapasiteettia. Korvaavan rakennesysteemin suunnitteluun on annettu ohjeita betoninormikortissa 23 (2012a). Elementtikerrostalossa vaihtoehtoinen kuormansiirtoreitti voidaan suunnitella esimerkiksi seinäelementtien muodostaman ulokerakenteen kautta, joka on vaakasauman raudoituksesta riippuen yhden tai useamman kerroksen korkuinen (kuva 5.2). Seinäelementti voi toimia myös palkkina vaurioituneen rakenteen yläpuolella (kuva 5.3), jolloin elementtien yhteistoiminnan määrää niin ikään vaakasauman leikkauskestävyys. Mallit ovat suuntaa antavia, ja tarkempia ohjeita vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin suunnittelusta esitetään esimerkiksi fib bulletin 63 -julkaisussa.

**Yksittäiset seinäelementit
toimivat ulokkeina**



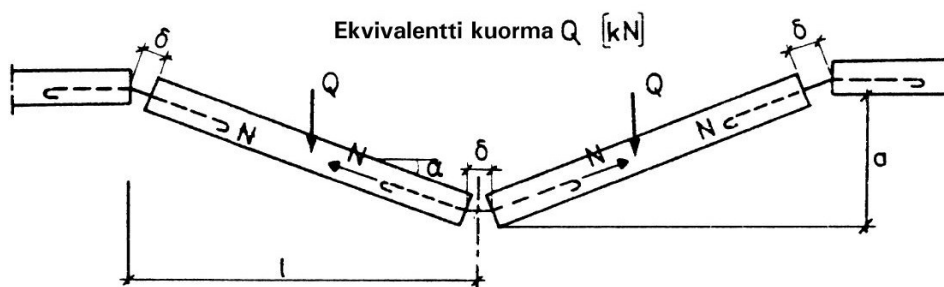
Kuva 5.2 Seinäelementtien toiminta ulokkeina (Suomen Betoniyhdistys, 2012a).

**Yksittäiset seinäelementit
toimivat palkkeina**



Kuva 5.3 Seinäelementtien toiminta palkkeina (Suomen Betoniyhdistys, 2012a).

Laattaelementtien muodostamassa välipohjassa tarvittavan saumaraudoituksen määrä perustuu useisiin kuormitustapauksiin, joilla tarkastetaan toiminta jäykistävänä levynä, piste- ja viivakuormien jakautuminen elementiltä toisille sekä elementtien putoamisen estäminen onnettomuustilanteessa tai lämpö- ja kosteusliikkeen vaikutuksesta. Saumaraudoituksen tehtävä on myös aikaansaada välipohjassa vaurioalueen yli kantava kuvan 5.4 kaltainen köysi- tai kalvorakenne, jos rakenne suunnitellaan korvaavana rakennesysteeminä.



Kuva 5.4 Korvaavan rakennesysteemin köysimalli (Suomen Betoniyhdistys, 2012a).

Köysimalli mitoitetaan onnettomuustilanteen kuormitusyhdistelmälle (esitetty kapaleessa 3.2.5) kaavan (12) mukaan. Jotta vältetään laatan päähän syntyvä tukimomenti ja terästen oikenemisen aiheuttama betonipeitteen rikkoutuminen, tulee saumaraudoitus sijoittaa sauman keskikorkeudelle. Sideteräksen voiman määrittämisessä tulee käyttää mitoitustilanteen kuormitusyhdistelmien mitoitettavaa kuormaa.

$$N = \frac{Ql}{2a} = \frac{ql^2}{2a} = 2 \dots 2,5 ql \quad (12)$$

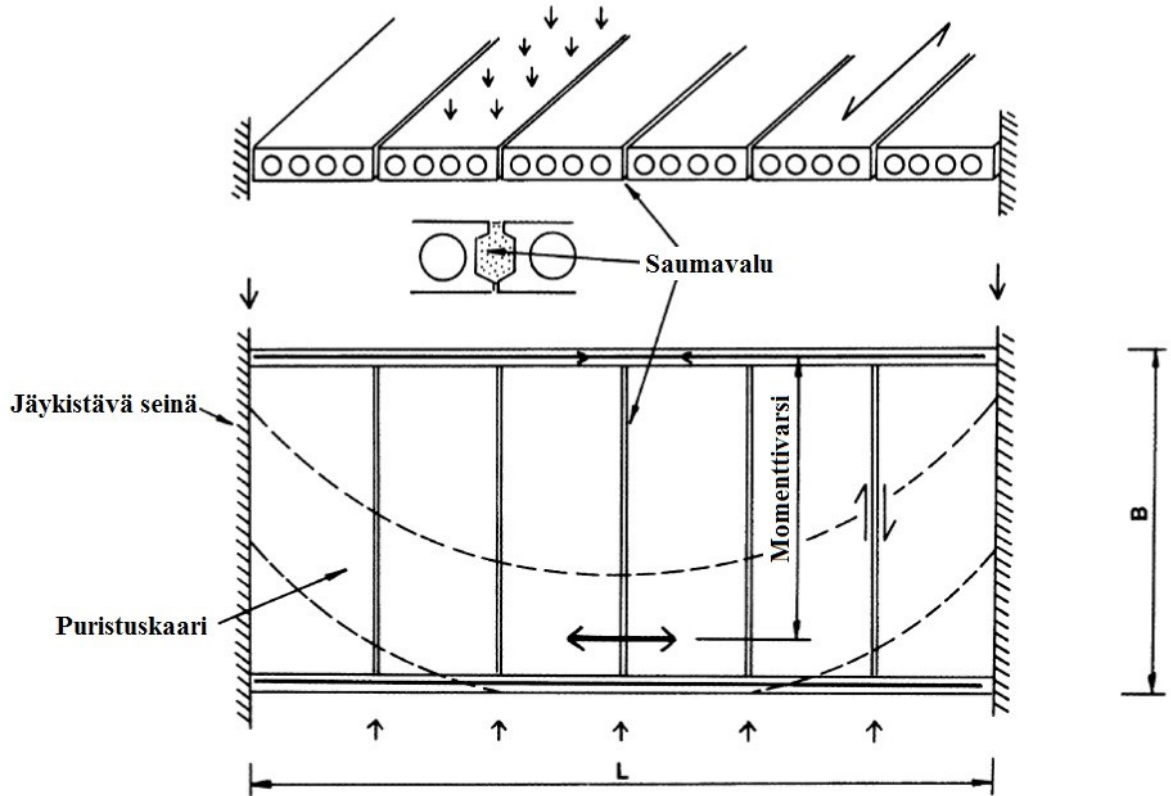
missä	N	on sideteräksissä vaikuttava voima
	q	on onnettomuusmitoituksen kuorma ($Q = ql$)
	l	on pienempi alkuperäisistä jänneväleistä ja
	a	on $l/5 \dots l/4$.

5.2.4 Elementtivalipohjan raudoitus

Rakennuksen runkoon kohdistuvat vaakavoimat siirretään jäykistäviin pystyrakenteisiin jäykkien välipohjien levytoiminnan välityksellä. Elementtivalipohja yhdistetään jäykäksi levyksi rengas- ja saumaraudoituksella sekä saumavaluilla. Raudoitus mahdollistaa levyn toiminnan vakaatasossa olevana seinämäisenä kannattajana, johon muodostuu puristuskaari ja vetotanko. Betonirakenteiden Eurokoodin (SFS-EN 1992-1-1) elementtien muodostamaa välipohjaa käsittelevässä kohdassa 10.9.3 annetaan ohjeet laataston levytoiminnan tarkasteluun:

- Levy toimii osana rakennemallia, jossa sen siirtymätila sopii yhteen jäykistävien rakenneosien kanssa.
- Vaakasiirtymien vaikutukset huomioidaan kaikissa vaakakuormien siirtoon osallistuvissa rakenteen osissa.
- Jäykistyslevylle mitoitetaan raudoitus rakennemalliin oletettujen vetovoimien perusteella, missä on huomioitava aukkojen ja saumojen aiheuttamat jännityshuiput.

Välipohja mitoitetaan vaakavoimille (tuulikuorma ja lisävaakavoima) niin, että rengasraudoitus on sama sekä veto- että puristuspuolella. Vaakasuuntainen kuormitus aiheuttaa leikkausvoimia elementtien välisiin saumoihin, jotka aukeavat ja rikkovat monoliittisen levyrakenteen, jos niiden leikkauskapasiteetti ylittyy. Tasolevyn toimintaa ja mitoitusta käsitellään perusteellisemmin E. Tikkasen diplomityössä (2014). Laataston toiminta jäykisteenä esitetään kuvassa 5.5.



Kuva 5.5 Taivutettuun tasolevyyn syntyvä puristukaari sekä elementtien väliin syntyvä leikkausvoima, jota vastustaa saumavalu (Elliott, 2016).

Tikkasen työssä käsitellään 16-, 24- ja 32-kerroksisen elementtirakennuksen rungon mitoittamista. Esimerkiksi 24-kerroksisen rakennuksen välipohjalaattojen väliseksi leikkausrasitukseksi määritetään korkeintaan 3–7 kN/m, mikä ei rajoita välipohjaan soveltuvia laattakorkeuksia (270 mm paksun laatan kapasiteetti on 34,5 kN/m). Laskelmien mukaan tasolevyissä vaikuttava suurin taivutusmomentti on 262 kNm, joka vaatii rengasteräksiksi raudoituksen 2T20. (Tikkanen, 2014). Betoninormikortissa 23 (2012a) on laskettu seuraamusluokan 3a mukainen sideraudoitus yhdeksänkerroksiselle rakennukselle, ja rengassiteen määräksi on saatu raudoitus 2T16. Tarvittava kokonaisteräsmäärä laataston ympärillä olisi siten 2T20 + 2T16.

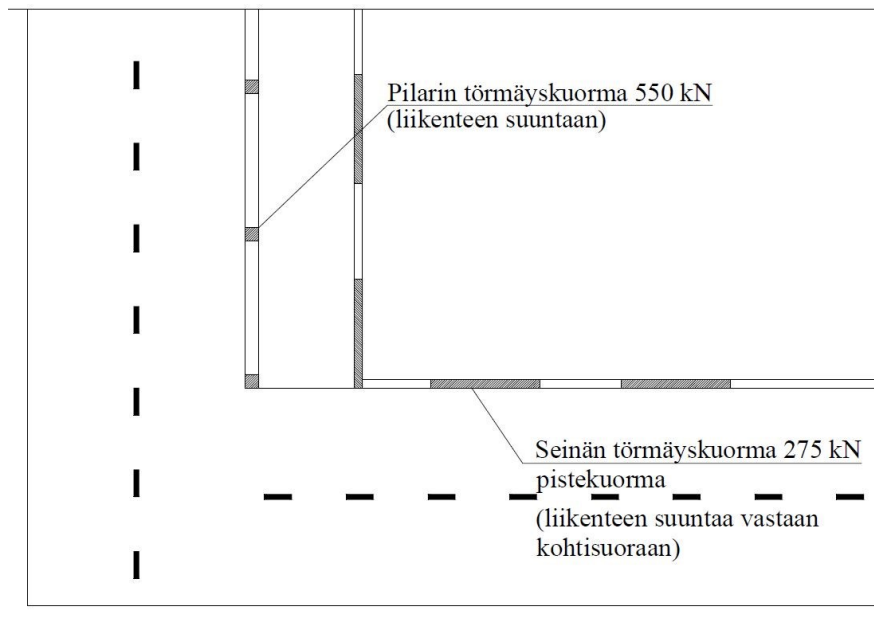
Ontelolaatan liitokseen kantavaan seinään mitoitetaan vähintään ontelolaatan tuki-reaktion vaatima saumaraudoitus, joka kulkee seinän suunnassa sekä sitä kohtisuorassa suunnassa ontelolaattojen välisessä saumassa. Saumoissa tulee lisäksi olla EN 1992-1-1 kohdan 9.10.2.3 mukainen sideraudoitus, sekä ontelolaattojen suuntaisissa

saumoissa onnettomuustilanteen mitoituksen edellyttämä pitkittäisraudoitus. Saumaterästen määrää rajoittavat sauman koko sekä liitosten toiminta, sillä teräkset eivät voi olla liian lähellä sauman ala- tai yläpintaa. Yläpinnassa teräkset voivat aiheuttaa betonipeitteen halkeilua, jos tangot oikenevat taivutuksessa (negatiivinen momentti tuella). Vastaavassa tilanteessa liian alhaalla sijaitsevat tangot saattavat sallia sauman aukenemisen.

5.2.5 Avainasemassa olevan rakenneosan suunnittelu

Jos rakenneosalle ei pystytä suunnittelemaan vaihtoehtoista kuormansiirtoreittiä tai sen suunnittelu johtaisi kohtuuttomiin rakenneratkaisuihin, joudutaan kyseinen osa suunnittelemaan avainasemassa olevana rakenteena. Tällainen tilanne on esimerkiksi asuinrakennuksen ensimmäisen kerroksen liiketilan nurkkapilari, johon tukeutuu elementtivälipohja. Jos nurkkapilari mallinnetaan poistuvaksi, välipohjan tulisi toimia ulokkeena, jottei rakennuksen koko nurkka sorru. RIL 201-4-2017 mukaan kulmapilarin luotettavuutta voidaan lisätä ylimääräisellä staattisella määräämättömyydellä, kahdentamalla pilari tai rajaamalla sen käyttöastetta. Ylivarmuutta voidaan lisätä esimerkiksi mitoittamalla kahden kerroksen pilari laskennallisesti yhden kerroksen pilarina, jotta pilarin luotettavuus lisääntyy todistettavasti. Riskinarvioinnin perusteella rakenteelle voidaan määrittää myös onnettomuuskuorma, jolle se mitoitetaan. Pilarin tapauksessa vaakavoimaksi määritellään tarkoituksenmukaisen suuruinen voima, jolla otetaan huomioon esimerkiksi lähiympäristön koneet ja ajoneuvot. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää suositusten mukaista painekuormaa, joka on 34 kPa. Pilari voidaan mitoittaa vaakasuuntaiselle viivakuormalle (paine kuorma kertaa pilarin leveys), jos paine pääsee purkautumaan kevyen ulkoseinän tai julkisivun kautta. (RIL 201-4-2017).

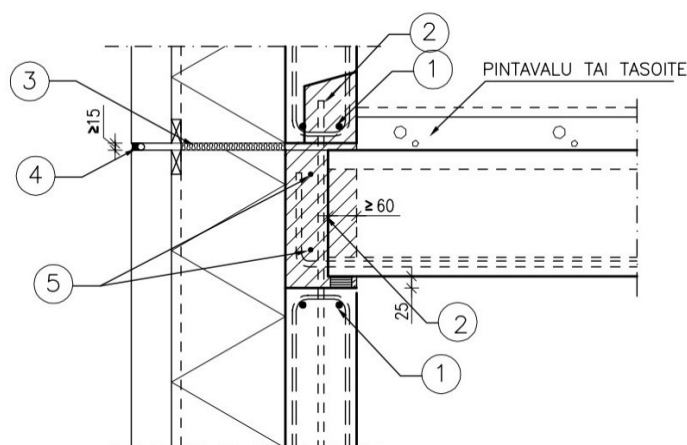
Onnettomuuskuorman suuruus katutasen rakenteille voidaan arvioida esimerkiksi ajoneuvojen törmäyskuormien perusteella. Kaduilla, joilla nopeusrajoitus on alle 50 km/h, liikenteen suuntainen törmäyskuorma on 550 kN ja tien suuntaa vastaan kohtisuoraan 275 kN (taulukko 3.1). Törmäyskuormien suunnat on esitetty kuvassa 5.6. Rakenneosien mitoituksessa onnettomuuskuormille on huomioitava erityisesti rakenneosan ala- ja yläpään liitokset. Tavanomainen vaarnatappiliitoksen lisäksi voi olla tarpeen esimerkiksi upottaa pilari tai seinä betonivalliin.



Kuva 5.6 Liikenteen törmäyskuormat, kun nopeusrajoitus on alle 50 km/h.

5.3 Vaakarakenteiden liitokset pystyrakenteisiin

Välipohjan liitokset pystyrakenteisiin voidaan jakaa liitoksen kantavuuden mukaan. Välipohjan ja kantavan seinän liitos siirtää pystykuormaa sekä vaakasuuntaista leikkausvoimaa. Sen sijaan laatan pituussuuntaisen seinän ja laatan välinen pitkittäisliitos siirtää vain vaakasuuntaista leikkausvoimaa. Liitoksia voi kuormittaa lisäksi lämpötilan vaikutus, kutistuminen, viruma tai liitoksen jäykkyyden aiheuttama momentti, jotka kuitenkin ovat pieniä verrattuna leikkausvoimiin ja pystykuormiin.



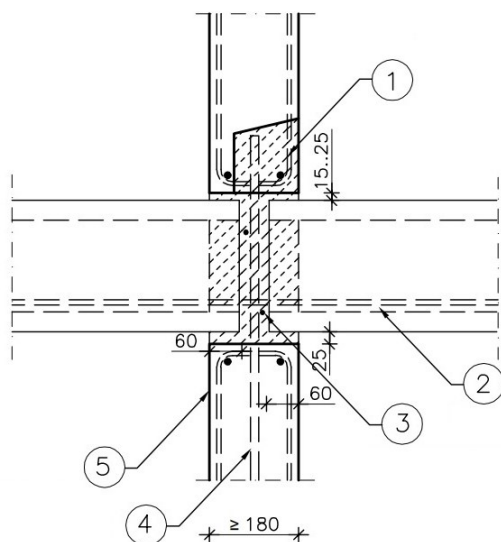
Kuva 5.7 Ontelolaatan liitos kantavaan seinään (Betoniteollisuus ry, 2013d).

1. Elementtien reunateräks
2. Tartuntatappi
3. Mineraalivillakaista
4. Elastinen saumamassa ja
5. Rengasteräks.

Kantava liitos voidaan tehdä teräsbetonista tai esimerkiksi hitsatuilla ja ankkuroiduilla teräslevyillä. Siirrettävän pystykuorman suuruuteen vaikuttaa mahdollisen juotosbetonin ja liitoksen mekaanisten osien lujuus, välipohjalaatan pystysuuntainen halkaisulujuus sekä tukipinnan leveys. Kuvassa 5.7 on yksi vaihtoehto kantavaksi liitokseksi. Ontelolaatta voi tarvita vahvistamista uumaosien nurjahdusta vastaan, jolloin ontelot voidaan täyttää liitoksen kohdalla betonilla. Pystykuorman siirtoreitti paikallavaluliitoksen yli on monimutkainen, sillä se kulkee juotosvalun, liittyvän välipohjan ja tukipinnan mahdollisen tiivisteen kautta (kuva 5.8). Teräsbetoni parantaa liitoksen sitkeyttä ja rakenteen eheyttä, kun taas hitsattavat teräsosat vakauttavat elementtirungon nopeasti. Yksi vaihtoehto onkin käyttää edellä mainittujen menetelmien yhdistelmää, jolla saadaan rakenteeseen nopeasti vakautta teräsosilla ja myöhemmin lisää sitkeyttä ja jatkuvuutta paikallavalulla.

Mikäli liitos joutuu vedetyksi, on todennäköisempää, että se aukeaa kuin että seinä-paneeliin syntyy halkeamia. Auenneeseen saumaan ei voi syntyä betoniin vinoa puristussauvaa eli puristusdiagonaalia, ja leikkausvoiman siirtyminen estyy. Valetun liitoksen käyttäytymistä on tutkittu paljon ja erityisesti on tutkittu puristavan voiman siirtymistä liitoksessa. Fib bulletin 78 (2016) mukaan tutkimusten Schultz et al. (1979) ja ACI (2005) perusteella voidaan todeta juotoksen vaikutuksesta liitoksen ominaisuuksiin seuraavaa:

- liitoksen lujuus riippuu juotoksen puristuslujuudesta, jos se on alle 80 prosenttia elementtien lujuudesta
- liitoksen lujuus perustuu seinien halkaisulujuuteen ja halkaisuraudoitukseen, jos juotoksen lujuus on yli 80 prosenttia elementtien lujuudesta
- liittyvien välipohjien betonilujuus ei vaikuta juurikaan liitoksen lujuuteen
- juotoksen lujuuden on oltava vähintään 21 MPa, mutta enintään 125 prosenttia seinien lujuudesta
- juotosvalun leveyden tulee olla vähintään 76 mm (ohjeissa kolme tuumaa)



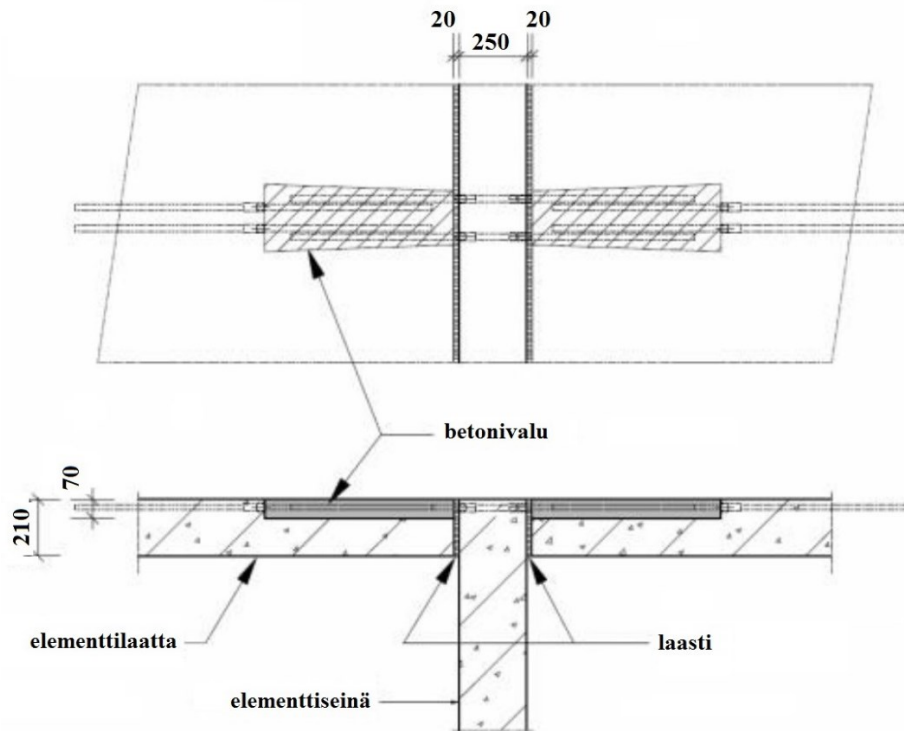
Kuva 5.8 Ontelolaattojen liitos kantavaan seinälinjaan (Betoniteollisuus ry, 2013b).

1. Lenkit varauskolon vieressä
2. Saumateräs k1200
3. Saumaraudoitus
4. Terästappi ja
5. Lenkit tapin vieressä.

Eurokoodiin 2 perustuva Betoniyhdistyksen Betoninormikortti 27 (2012b) käsittelee raskaasti kuormitettujen kantavien seinien ja ontelolaattojen liitosta (periaate sama kuin kuvassa 5.8). Tyypillisesti yli 8-kerroksisen rakennuksen alimmat liitokset ovat raskaasti kuormitettuja. Ohjeen laskentamenetelmiä voidaan soveltaa 200–400 mm korkeiden ontelolaattojen liitoksiin. Laskentamenetelmät on annettu liitoksen normaalivoimakapasiteetin, ontelolaatan leikkauskestävyyden ja seinien halkaisuraudoituksen määrittämiseen. Liitoksissa seinien vähimmäispaksuus on 180 mm. Verrattuna Bulletin 78 -ohjeisiin, normikortti määrittelee saumabetonin vähimmäislujuudeksi 85 prosenttia alemman seinän betonilujuudesta ja saumavalun vähimmäisleveyydeksi 50 mm. Tukipinnan on normikortin mukaan oltava vähintään 40 mm asennuksen jälkeen ja 60 mm, kun kyseessä on 400 mm korkea ontelolaatta. Liitos voidaan toteuttaa myös loveamalla ontelolaatat ohjeiden mukaan, jolloin liitoksen yhteyteen voidaan asentaa sähköputkia. Sähköputkia ei voida asentaa liitosalueelle ylemmän seinän alapuolelle. Ontelolaatan alapuolelle jäävän sauman paksuus on oltava vähintään 25 mm, jotta sauman täyttyminen voidaan taata. Sama pätee loveamattoman liitoksen yläsaumaan. (Suomen Betoniyhdistys, 2012b).

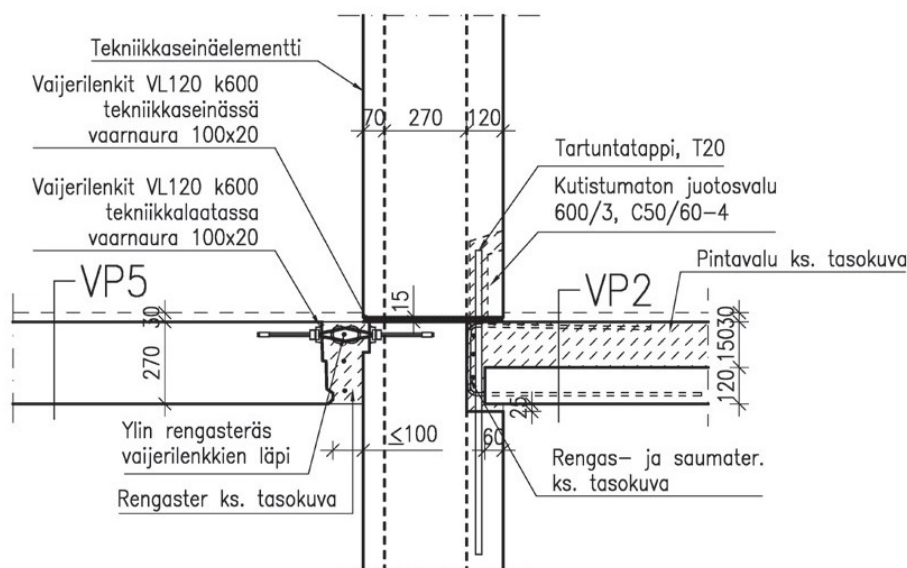
Eräs esimerkki välipohjan liitoksesta kantavaan seinälinjaan on Het Strijkijzer -rakennuksessa käytetty liitostyyppi, jossa massiiviset välipohjalaatat tuettiin teräsosien avulla seinien väliin. Kolme metriä leveiden laattojen päätyihin valettiin kaksi teräsputkea, joihin hitsattiin kulmaraudat. Pintavalun sijaan jokaisessa kerroksessa välipohjiin tehtiin kaksi vetosidettä molempiin suuntiin, joilla varmistettiin

välipohjan toiminta yhtenäisenä rakenteena. Vetoliitos väliseinän kohdalla on esitetty kuvassa 5.9 (ten Hagen, 2012).



Kuva 5.9 Välipohjan vetoliitos (ten Hagen, 2012).

Toinen esimerkki välipohjan ja seinän välisestä liitoksesta on Helsingin Viuhkassa, jossa kuorilaatta on tuettu kantavaan tekniikkaseinäelementtiin 60 mm tukipinnalla ja sidottu lenkillä 20 mm pitkään tartuntatappiin. Pintavalu ulottuu 120 mm seinän sisään, jossa kulkevat rengas- ja saumateräksiset. Tartuntatappi on valettu kutistumattomaan juotosvaluun. Kantava tekniikkalaatta on sidottu seinäelementtiin vaijerilenkeillä, joita on 600 mm jaolla ja joiden läpi kulkee ylin rengasteräs kuvan 5.10 mukaan. Kuorilaatan ja tukipinnan väliin on jätetty 25 mm sauma valun laadun varmistamiseksi. Kantava liitos noudattaa Betoniyhdistyksen esimerkkejä kuorilaatan liitoksista DKL502 ja DKL503. Seinäelementtien väliin jätetään 15 mm paksu sauma. (Betoniteollisuus ry, 2013a).



Kuva 5.10 Tekniikkalaatan ja kuorilaatta-välipohjan liitos tekniikkaseinään (Betoni-lehti, 1/2017).

Betoniyhdistys (2013c) on julkaissut detaljipiirustuksen myös ontelolaatan pitkittäissuuntaisesta liitoksesta kantavaan väliseinään. Myös tässä liitoksessa ontelolaattojen reunat viedään tuelle 60 millimetrin pituudelta. Ontelolaattojen ja seinän väliin jäävän alapuolen sauman korkeudeksi määritellään 25 mm ja yläpuolelle 15–25 mm. Saumassa kulkevat seinät toisiinsa sitova terästappi sekä vaakasuuntaiset saumateräksset. Tappien kohdalla seinissä on halkaisuraudoituslenkit. (Betoniteollisuus ry, 2013c).

5.4 Pystyrakenteiden liitokset

Pystyliitoksen tulee vastustaa pystysuuntaista leikkausvoimaa samalla kuin se sallii elementtien välisen liikkeen mitoituksen mukaan. Pystyrakenteiden välisen paikallavalettavan liitoksen leikkauskestävyyteen vaikuttavat elementtien liitospintojen karheus, juotosbetonin lujuus, mahdollisen leikkausliukumisen synnyttämä kitkerroin, poikittainen rauditus sekä kuormituksen sykliisyys. Elementtien liitospintojen loveaminen vähentää tarvittavan poikittaisen raudituksen määrää. Liitoksen halkeilun rajoittamiseksi vaaditaan myös pystyraudoitus. Syklisen kuormituksen (maanjäristysmitoituksessa) voidaan olettaa vähentävän liitoksen kestävyyttä 50 prosenttia. Yksi bulletin 78 -julkaisun esittelemä tapa toteuttaa seinien välinen pystysauma on mekaaninen valettu tai hitsattu liitos, jonka alareuna on tiivistetty maakostealla betonilla. Sementtilaastin lujuuden on oltava vähintään sama kuin liittyvien elementtien betonilujuus. Mekaaninen liitos mitoitetaan pystysuuntaiselle leikkausvoimalle, ja sen tulee mukautua paneelien vaakasuuntaiseen (avaavaan) liikkeeseen. Tällainen liitos sopii sekä samansuuntaisten että vastakkaisuuntaisten seinien liitokseen. (fib, 2016).

Seinien välinen vaakaliitos voidaan suunnitella eri tasoon vaakarakenteen liitoksen kanssa tai välipohja voidaan ripustaa seiniin, kuten Tolsman (2010) esittelemässä Het Strijkijzer -rakennuksessa, jossa kantava ja jäykistävä runko suunniteltiin putkirakenteena. Vaakasuuntaiset seinäpaneelien väliset liitokset pyritään suunnittelemaan kokonaan puristetuiksi. Liitos toimii vaakasuuntaista leikkausvoimaa vastaan vain puristetuissa osissa. Erikoistapauksissa, kuten maanjäristysalueilla, puristus voidaan tehdä esimerkiksi pystysuuntaisella jälkijännityksellä. Jos liitos ei ole kokonaan puristettu, tulee suunnitella jatkuva pystysuuntainen vetorautoitus, joka ankkuroidaan molempiin suuntiin. Rautoituksesta saadaan jatkuva hitsauksella, joka voidaan tehdä liitoksessa tai tarvittaessa Eurokoodin 8 mukaisissa urissa.

Toinen vaihtoehto on suunnitella pystyteräkset, jotka ulkonevat alemmasta seinäpaneelistä ja peitetään ylempään paneeliin. Yläpuoliseen paneeliin tehdään tätä tarkoitusta varten uritetut reiät, joihin laitetaan laastia varmistamaan tartunta. (fib, 2016). Leikkausvoiman siirtäminen vaarnatappiliitoksella on mekanismi, jossa leikkausvoima vaikuttaa elementtien välisen liitoksen suunnassa sen pinnassa tai jonkin etäisyyden päässä liitospinnasta. Vaarnan juuressa betoniin syntyy suuri keskittynyt puristusvyöhyke. Vauriomekanismi riippuu terästangon mitoista, lujuudesta ja sijainnista elementin reunaan nähden. Alimitoitettu tappi tai tanko lujassa betonissa voi leikkautua poikki, luja tanko puolestaan voi aiheuttaa betonin lohkeamisen. Jos halkaisuraudoitus on suunniteltu hyvin, vaarna myötää taivutuksessa ja muodostaa plastisen nivelen. Taipuneen tangon ympärillä betoni murtuu, ja epäkeskinen kuormansiirtyminen pienentää leikkauskapasiteettiä merkittävästi. (Engström, 2008). Leikkausliukuman lisäksi pystyraudoitus estää paneelien liikkumisen toistensa suhteen epätavallisessa kuormituksessa esimerkiksi onnettomuustilanteessa.

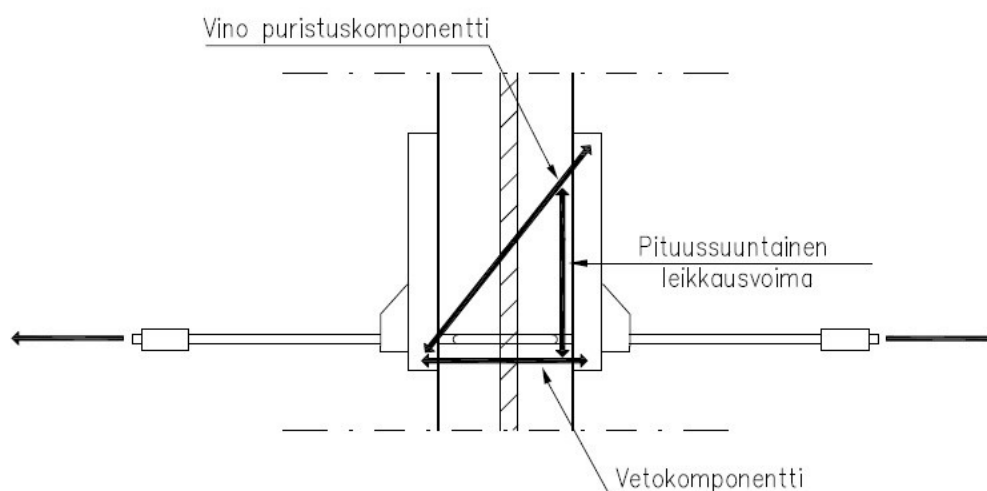
5.4.1 Vaijerilenkkiliitos

Suomessa on yleistä liittää rungon jäykistävät seinät toisiinsa vaijerilenkki-juotosliitoksella, jossa liitos välittää pysty- ja vaakasuuntaista leikkausvoimaa. Liitososan muodostaa vaarnakotelo ja teräsvaijerilenkki, joita asennetaan tarvittavan leikkauskestävyyden vaatimalla jaolla seinäelementtien valuun. Tavanomainen saumojen betonointi tehdään pumppaamalla, jolloin sauman poikkileikkaus on epäsymmetrinen, kuten kuvan 5.11 liitostyypeissä. Liitoksen toiminnan kannalta on välttämätöntä, että sauma on kokonaan täynnä betonia. Pystyvalua juotosbetonilla suositellaan käytettävän, jos on pienikin epäily pumppauksen onnistumisesta. Liitoksen lukitsee terästanko, joka pujotetaan lenkkien läpi. Ylöspäin taivutetut vaijerit voidaan suoristaa työmaalla, joten elementti voidaan asentaa suoraan ylhäältä päin. Teräslenkit valetaan elementteihin tehtaalla, ja elementit on asennettava työmaalla vierekkäin liittämällä. Teräslenkkejä käytetään raskaasti kuormitetuissa liitoksissa.

Taulukko 5.1 Rajapinnan karheuden vaikutus leikkauskapasiteettiin (EN 1992-1-1 kohta 6.2.5 (1))

Rajapinnan karheus	c	μ
Hyvin sileä pinta valettu teräs-, muovi- tai erikoiskäsiteltyä puumuottia vasten	0,025...0,10	0,5
Sileä liukuvalettu pinta tai ekstruuderipinta tai tärytyksen jälkeen jälkikäsittelemättä jätetty vapaa pinta	0,2	0,6
Karhea pinta, jossa on vähintään 3 mm karheus noin 40 mm välein; se saavutetaan urituksella, paljastamalla kiviaines tai muilla menetelmillä, joilla saavutetaan vastaava ominaisuus	0,4	0,7
Vaarnattu pinta, jossa hammastus	0,5	0,9

Valusauman pituussuuntainen leikkausvoima jakaantuu vaarnakoteloon syntyvän betonivaarnan vaikutusalueella vinoon puristuskomponenttiin ja leikkausvoiman suuntaa vastaan kohtisuoraan vetokomponenttiin. Vaarnaan syntyvä puristusdiagonaali siirtää puristuksen betonielementteihin, ja vetovoima siirtyy vaijerilenkkeihin saumabetonin ja lenkkien läpi asennettavan raudoitustangon kautta (kuva 5.12).



Kuva 5.12 Vaijerilenkkiliitoksen toiminta pystysuuntaista leikkausvoimaa vastaan (Betoniteollisuus ry, 2012).

Vetojännitys ei siirry vaijerilenkkeihin ennen kuin liitoksessa tapahtuu muodonmuutos, sillä vaijerin säikeiden on kiristytävä siirtääkseen vetovoimaa. Muodonmuutoksessa saumavalu voi halkeilla. Jotta vetojännityksen siirtymiseen vaadittava muodonmuutos on mahdollisimman pieni, tulee vastakkaisten vaijerilenkkien olla mahdollisimman lähellä toisiaan pituussuunnassa. Lenkkien keskinäinen tasoero saa Betoniteollisuuden ohjeen (2012) mukaan olla enintään 20 mm, mutta esimerkiksi RVL-140-lenkeille sallitaan 25 mm etäisyys (R-Group Finland Oy, 2013). Peikon

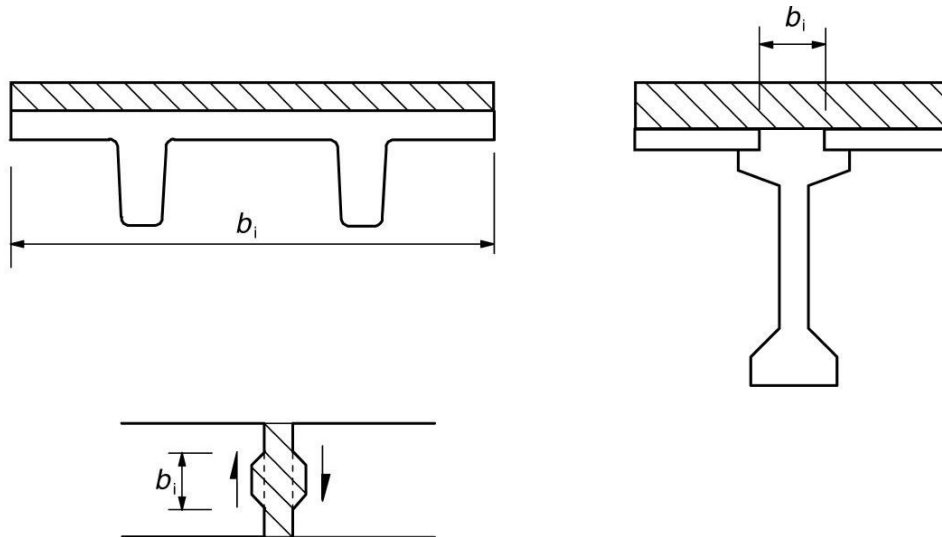
PVL-vaijeria saa valmistajan mukaan taivuttaa enintään kolme kertaa, jotta vaijerin lujuus ei pienene. Varotoimi varmistanee sen, ettei vaijeripunoksen säikeistä yksikään veny tai löysty. Vaikka teräslenkkien toimintaperiaate on sama kuin vaijerilenkeillä, liitoksessa ei tarvitse tapahtua muodonmuutosta teräsjännityksen aktivoitumiseksi.

Kun oletetaan, ettei rajapintaan kohdistu ulkoista normaalivoimaa ja että vaijerilenkit asennetaan vaakatasoon ($\alpha = 90^\circ$), kaava (13) saa muodon:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \rho \mu f_{yd} \quad (14)$$

Sauman leikkauskapasiteetti saadaan kertomalla leikkauskestävyys rajapinnan leveydellä b_i , joka on kohtisuorassa leikkausvoiman kanssa ja esitetty kuvassa 5.13.

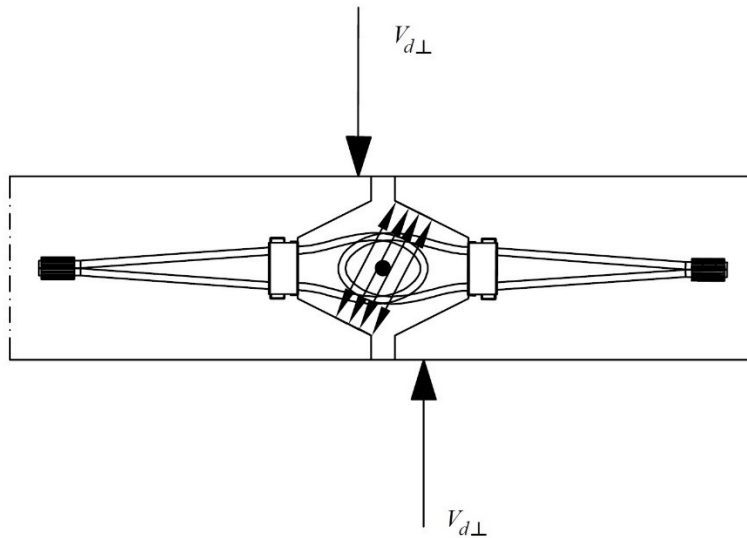
$$V_{Rd} = (c f_{ctd} + \rho \mu f_{yd}) b_i \quad (15)$$



Kuva 5.13 Rajapinnan leveys leikkauskestävyyden määrittämisessä (EN 1992-1-1 kuva 6.8).

Leikkausvoima poikittain sauman suuntaa vastaan

Peikon (2016) ohjeen mukaan sauman poikittaissuuntainen leikkauskestävyys riippuu sauman muodosta ja mitoista, betonin lujuudesta ja sauman raudoituksesta. Sauman kohdistuva vaakasuuntainen voima siirtyy seinäelementtien kautta saumavaaluun, jonka puristusvaarna määrittää siten liitoksen leikkausvoimakapasiteetin. Liitoksen toimintaperiaate poikittaissuuntaisessa leikkauksessa on esitetty kuvassa 5.14, mutta ohje ei kuitenkaan ota kantaa sen kapasiteettiin.



Kuva 5.14 Liitoksen poikittainen leikkausvoima (Peikko Group, 2016).

Peikon ohjeessa puristusvaarna ei siis synny vaarnakoteloiden väliin vaan elementtien sauman seinämien väliin. Tällä perusteella vain juotosvalettavat poikkileikkaukseltaan symmetriset saumat voidaan mitoittaa poikittaiselle leikkausvoimalle. Syntyvä puristusvaarna on pienemmässä kulmassa leikkausvoiman suuntaan nähden kuin pituussuuntaisessa leikkausrasituksessa, joten sen vaakakomponentti on pienempi. Siten sen aiheuttama veto vaijerilenkkeihin on pienempi. Poikittaissuuntaisen leikkauskestävyys määritetään myös R-Groupin ohjeessa betonin lujuuden perusteella. Esimerkiksi RVL-60...RVL-120 -vaijerilenkkiliitosten kestävyys seinän leveyksillä 120–200 mm on betonilujuudesta riippuen 4,6–5,8 kN. Kestävyyden mitoitusarvo on määritetty yhdelle vaijerilenkkiparille, ja betonilujuutena käytetään elementin tai saumabetonin lujuuksista heikompaa. Tarkempaa määritystapaa ei kuitenkaan ole esitetty, mutta vaijerityypillä on merkitystä, sillä RVL-140 -lenkin kestävyys on vastaavasti 8,2–10,3 kN. (R-Group Finland Oy, 2013).

Okarian järjestelmän mitoitus saumaa vastaan kohtisuoralle leikkausvoimalle voidaan tehdä soveltamalla Eurokoodin rajapintojen leikkauskestävyyden kaavaa (Okaria Oy, 2017). Kapasiteetti yhtä vaijerilenkkiparia kohden voidaan siten määrittää kaavalla (14), joka kerrotaan seinän paksuudella ja lenkkien välisellä etäisyydellä. Mitoitus tässä suunnassa tehdään sileälle tai hyvin sileälle rajapinnalle, mikä pienentää kertoimia c ja μ . Toinen Eurokoodissa esitetty menetelmä on leikkausraudoittamattoman rakenteen mitoitus kaavalla 6.2a (16), jossa leikkauskapasiteetti määräytyy betonin lujuuden ja poikkileikkauksen vetorausituksen mukaan.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_f f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_l \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (16)$$

missä	$V_{Rd,c}$	on vähintään $(v_{min} + k_l \sigma_{cp}) b_w d$
	f_{ck}	on betonin lieriölujuuden ominaisarvo (28 vrk, MPa)
	k	$= 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$, d on tehollinen korkeus (mm)

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02, A_{sl} \text{ on vetorausdoituksen poikkileikkausala}$$

$$b_w \text{ on poikkileikkauksen pienin leveys vedetyllä korkeudella}$$

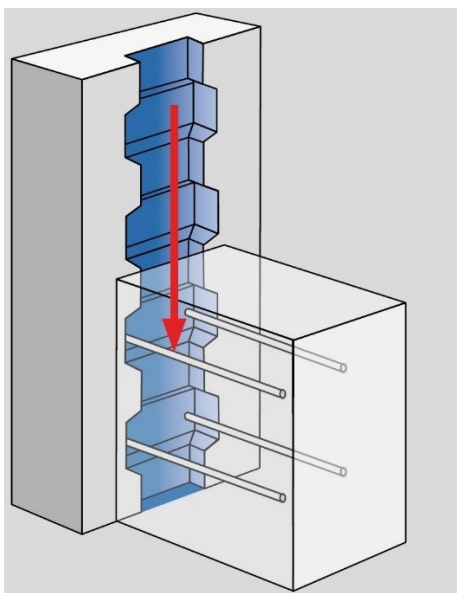
$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} [\text{MPa}]$$

$$N_{Ed} \text{ on poikkileikkauksen normaalivoima, } 0 > \text{puristuksessa ja}$$

$$A_c \text{ on betonipoikkileikkauksen pinta-ala.}$$

5.4.2 Vaarnattu työsaumaraudoite

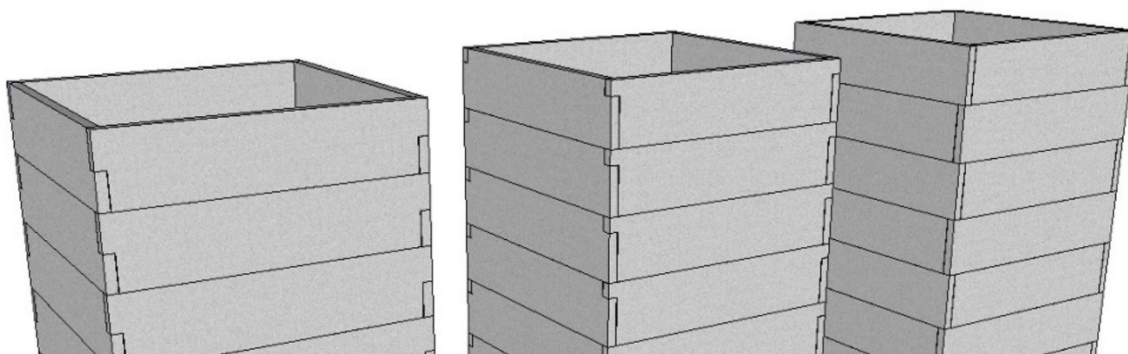
Elementtien välisen liitoksen leikkaukskapasiteettia saadaan kasvatettua käyttämällä tiheämpää raudoitusta ja vaarnausta. Vaijerilenkkiliitoksen tai erikseen asennettavien harjateräslenkkiin sijaan voitaisiin hyödyntää valmiita työsaumaraudoitteita, jotka voidaan valaa elementteihin vaijerilenkkien tapaan ja varmistaa betonivaarnojen syntyminen. Tällainen työsaumaraudoite olisi kapasiteetiltaan huomattavasti vaijerilenkkiliitosta kestävämpi ja toisaalta teräslenkkejä yksinkertaisempi asentaa. Esimerkiksi Dywidag-Systemsin Recostal -vaarnattuja työsaumaraudoitteita voidaan hyödyntää pysty- ja vaakasaumoissa (Dywidag, 2011). Raudoitteen muodostavat tartuntateräkset ja profiloitu teräspelti, ja se on esitetty kuvassa 5.15. Raudoitteet on tarkoitettu paikallavalurakenteisiin nopeuttamaan työsaumaraudoitteen asentamista ja parantamaan liitosten leikkaukskestävyyttä. Elementtien välinen sauma muodostuisi kahdesta vastakkaisesta raudoitteesta, joihin asennettaisiin lisäksi pystyraudoitus teräsbetonirakenteen muodostamiseksi. Mitoitus tulee tehdä vaakasuunnassa leikkaukskapasiteetin ja terästen ankkurointipituuden mukaan ja pystyraudoituksen suhteen Eurokoodin minimiraudoituksen perusteella. Recostal-tapaisia raudoite-elementtejä voitaisiin soveltaa elementtien välillä myös kääntämällä teräkset toisin päin, jolloin muodostuu vaarnattu lenkkiliitos.



Kuva 5.15 Recostal-työsaumaraudoitteet pystysaumoissa (Dywidag, 2011).

5.4.3 Lukitusliitos

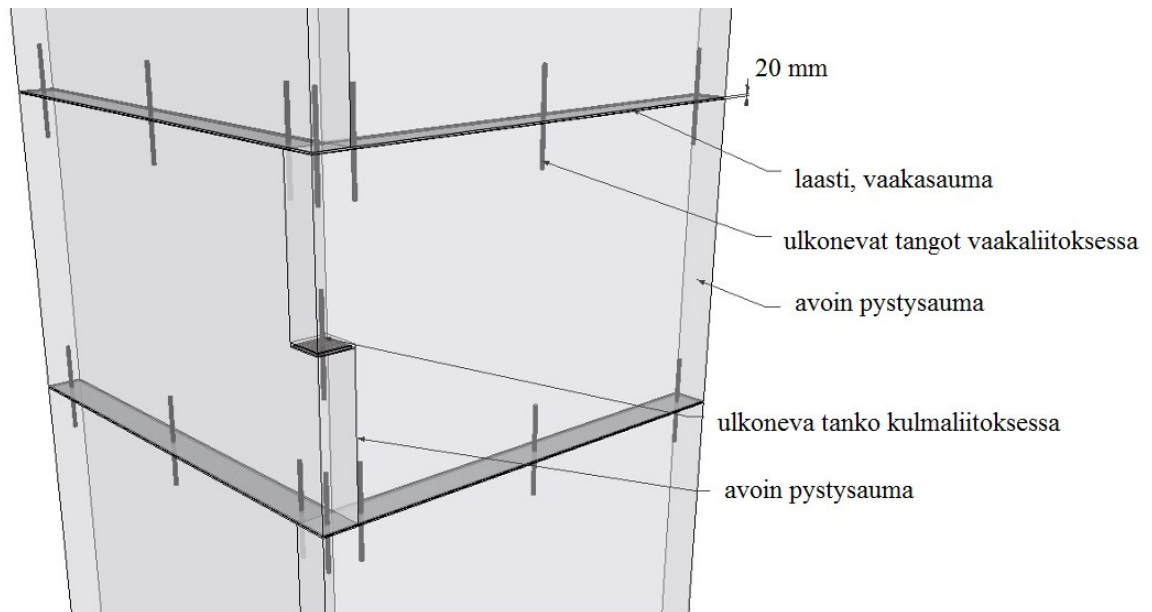
Hitsattujen tai betonilla valettujen liitosten lisäksi on mahdollista käyttää elementtien välisiä lukitusliitoksia. Tolsman diplomityössä (2010) tutkitaan betonielementtien soveltamismahdollisuuksia rakennuksen jäykistävänä runkona. Työssä tutkitaan *framed tube* -järjestelmää (kehäjäykistys), joka mallinnetaan kolmella erilaisella pystyrakenteiden välisellä lukitusliitoksella. Vaikka lukitusliitoksia käytetään Alankomaissa paljon, niiden rakenneteknistä toimintaa ei oltu aiemmin tutkittu. Tutkitut liitokset on esitetty kuvassa 5.16:



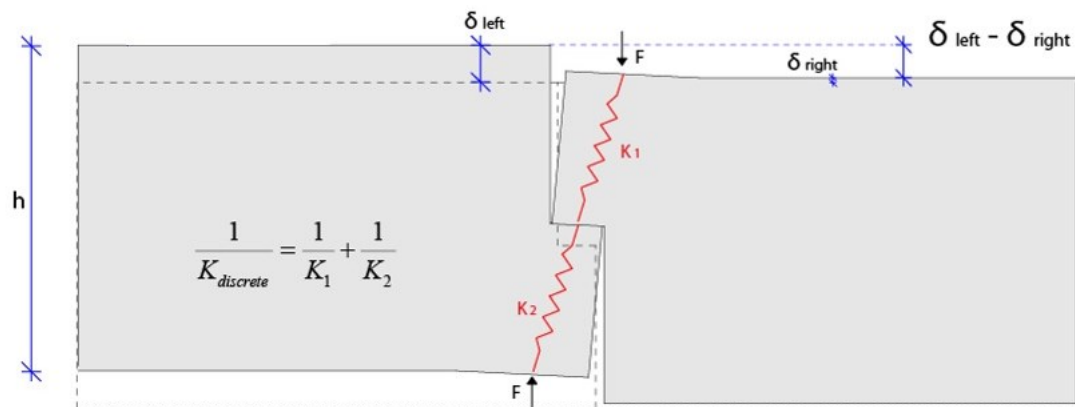
Kuva 5.16 Tolsman tutkimat liitostyypit a-c (2010).

- a) elementin keskikohdan lukitusliitos (the interlocking halfway connection, IHC)
- b) elementin yläosan lukitusliitos (the interlocking above ceiling connection, IACC)
- c) kerroksittain porrastettu lomittaisliitos (the staggered connection, SC)

Liitosten kiinnitykset toteutetaan tartuntateräksillä, jotka juotetaan kiinni toiseen elementtiin ja joiden päälle ylempi elementti lasketaan. Pystysaumat jätetään avoimiksi. Tällainen liitos on fib:n (2008) mukaan luotettava, eikä se vaadi erityisosaamista työmaalla tai tiukkoja mittatoleransseja, ja siinä pystytään hyödyntämään terästen koko kapasiteetti. Tolsman mallinnuksessaan käyttämä liitos on esitetty kuvassa 5.17. Tutkimuksessa oletetaan, etteivät vaakaliitoksessa harvaan sijaitsevat teräket siirrä vetoa lainkaan, vaan ainoastaan puristusta. Liitoksen leikkauskapasiteetti mitoitetaan eurokoodin mukaan. Liitoksen 2D-mallissa kulma suoristetaan kaksiulotteiseksi ja avoimet pystysaumot huomioidaan niin, ettei niiden suuntaista sivua ole tuettu kuten kuvassa 5.18 on esitetty.

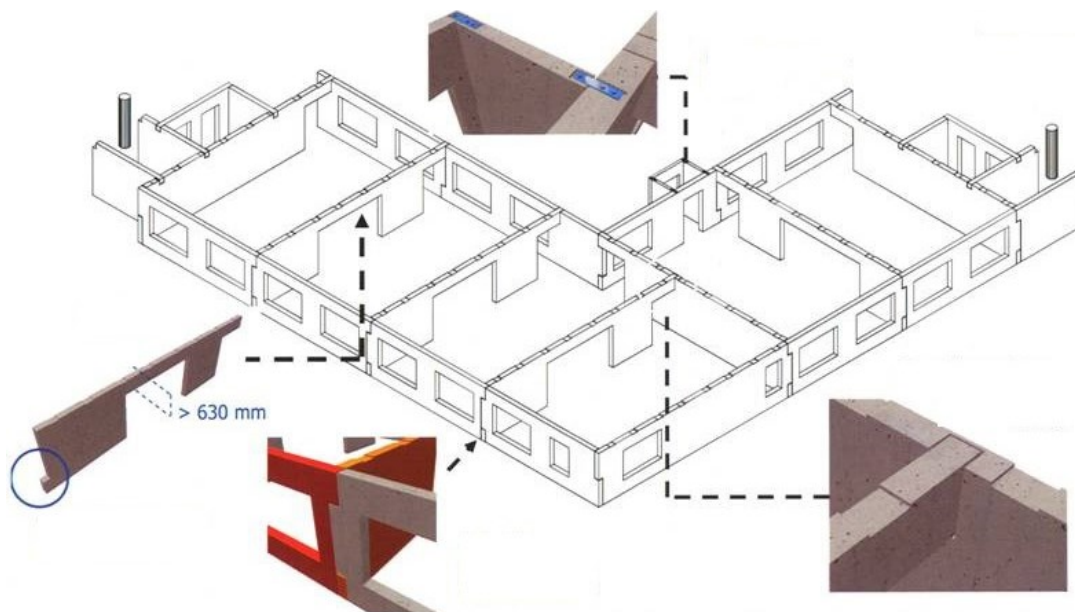


Kuva 5.17 Tolsman tutkimuksessa käytettävä liitostekniikka (Tolsma, 2010).



Kuva 5.18 Nurkkaliitoksen jäykkyyden määrittämisen periaate (Tolsma, 2010).

Elementin yläosan lukitusliitosta (IACC) ja kerroksittaista porrastusta (SC) on käytetty useissa projekteissa. IHC-liitos (a), elementin keskikohdan lukitusliitos, on lisätty tutkimukseen, koska sen leikkauskapasiteetin oletetaan olevan parempi kuin IACC-liitoksen (b) kapasiteetti. Seinäelementtien korkeus on mallinnuksessa 3,4 metriä: IHC (a) sijaitsee seinän puolivälissä, IACC hollantilaisessa minimihuonekorkeudessa 2,4 metrissä ja SC kahden päällekkäisen seinäelementin välissä. Kerroksittain porrastettua lomituliitosta (SC) on hyödynnetty esimerkiksi vuonna 2004 valmistuneessa Prinsenhof Den Haag -rakennuksessa, joka on 95 metriä korkea, sekä Rotterdamin 36-kerroksisessa samana vuonna valmistuneessa Waterstadtoarenissa, joka on 110 metriä korkea. Kappaleessa 3.2 mainittu Haagin Het Strijkijzer toteutettiin sekoittamalla liitostyyppejä a ja b. Lisäksi rakennetta vahvistettiin tekemällä lukitusliitoksia sisäseinien ja ulkoseinien välille, jotka on esitetty kuvassa 5.19. Rakennelaskelmissa jäyhyysmomenttia pienennettiin 25 prosenttia leikkausmuodonmuutoksen huomioimiseksi.



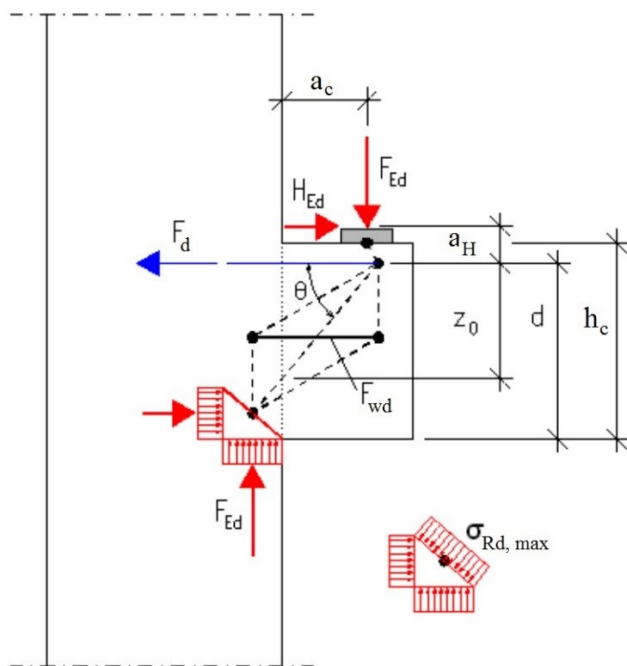
Kuva 5.19 Het Strijkijzer -rakennuksen seinien väliset liitokset (Hummelen, 2015).

Tolsman mukaan paikallavalettu runko on elementtirunkoa vain vähän jäykempi. Mallinnukset tehtiin 40-kerroksisesta rakennuksesta niin, että kaksiulotteisesti mallinnettujen liitosten jäykkyydet vietiin koko rakennuksesta tehtyyn 3D-malliin. Tuloksissa selviää, että katonrajan lukitusliitos (b eli IACC) murtuu leikkauskapasiteetin ylittyessä mutta a ja c -vaihtoehtoja voidaan verrata vastaavaan monoliittiseen paikallavalurakenteeseen. Liitostyypillä a (IHC) runko taipui huipulla 3,3 % monoliittista runkoa enemmän ja liitostyypillä c (SC) vastaavasti 5,9 % enemmän. Mallinnuksen perusteella todetaan, että puolivälin lukitusliitos (IHC) on selvästi kerroksittaisista lomittaisliitosta (SC) jäykempi. Taipumatarkastelun perusteella todetaan, että elementtirakenteinen jäykistys on varteenotettava vaihtoehto korkeaan rakentamiseen. (Tolsma, 2010).

Kantavien seinien välinen pystyliitos

Seinien välinen liitos voisi olla mahdollista toteuttaa pystysauman sijaan lukitusliitoksella, jollaisella Tolsma (2010) on mallintanut seinien välisen nurkkaliitoksen. Liitoksen suunnittelussa tulee ottaa huomioon liittyvien osien toiminta lyhyinä ulokkeina tai konsoleina, joiden tulee siirtää pystykuorma turvallisesti alapuolisiin rakenteisiin. Tällaisen liitoksen mitoituksessa kriittisiä tekijöitä ovat konsolin pituus ja korkeus sekä kontaktipinnan kuormansiirtokyky. Seinien välinen vaakasuuntainen liitospinta on Tolsman (2010) työssä niin sanotusti kova, mikä tarkoittaa, että elementtien välissä on laasti. Tukipaineen tasainen jakautuminen voidaan varmistaa myös neopreenilevyllä. Seinäelementtien välisen tukipinnan toiminta tulee varmistaa liittyvien rakenneosien raudoituksella, rajoittamalla tukipainetta ja huomioimalla liike. Liitosalueen yksityiskohdat tulee suunnitella niin, että huomioidaan tuotannossa ja asentamisessa syntyvät poikkeamat ja varmistetaan liittyvien osien oikea sijainti. Elementtien siirtyminen toistensa suhteen estetään terästäpilla, joka tulee mitoittaa leikkausvoimalle.

Konsoli mitoitetaan Eurokoodissa EN 1992-1-1 liitteessä J. Sen mukaan konsoli voidaan mitoittaa ristikkomallilla, jos siihen muodostuvan puristusdiagonaalin kulma ja korkeus ovat sallituissa rajoissa. Kuvassa 5.20 on Eurokoodin mukainen ristikkomalli. Ristikkomallin käyttö on sallittua, kun kulma θ toteuttaa ehdon $1,0 \leq \tan\theta \leq 2,5$ ja kun mitta $a_c < z_0$ (EN 1992-1-1, kohta J3). Puristusdiagonaalin kulma saa siten olla 45 ja 68 asteen välillä.



Kuva 5.20 Konsolin mitoituksessa käytettävä ristikkomalli (By, 2010b).

Erillisten rakenneosien tukipinnan vapaan nimellispituuden tulee olla 20 mm suurempi kuin toisiinsa liittyvissä rakenneosissa käytettävä Eurokoodin 2 kohdan 10.9.5.2 kohdan (1) mukainen pituus (kohta 10.9.5.3). Nettotukipituutta tulee lisätä kattamaan mahdolliset liikkeet ja siteen ympäri tapahtuvan kiertymän vaikutus. Nimellispituuden a määrittämisessä huomioidaan tukipaineen vaatima nettotukipituus (tukireaktio, nettotukileveys ja tukipinnan puristuslujuus), liitospintojen tehottomat osat sekä mittapoikkeamat. Nettotukipituudelle saadaan vähimmäisarvo suhteellisen tukipaineen avulla, joka määritetään tasausaineen mitoituslujuuden ja seinän betoni-tiluuden suhteena.

5.5 Esimerkkilaskelmat

5.5.1 Laskelmien lähtökohdat ja laskentamenetelmät

Esimerkkilaskelmat tehtiin 15-kerroksisesta asuinkerrostalosta, joka sijaitsee Helsingissä tuulisissa olosuhteissa (maastoluokka 0). Rakennus kuuluu 15-kerroksisena

seuraamusluokkaan CC3 ja onnettomuustilanteen seuraamusluokkaan 3a, ja sen suunnittelutehtävä on vaativa. Rakennuksen rungon muodostaa kantavat seinät ja ontelolaatat. Kerrokorkeus on kolme metriä, ja seinälinjojen etäisyys 8,4 metriä. Kantavan seinän rakennepaksuudeksi valittiin 220 millimetriä ja ontelolaatan korkeudeksi 320 millimetriä. Esimerkkilaskelmat tehtiin yksinkertaistetusti olettaen, että rakennus on symmetrinen eikä geometrisen painopisteen ja kiertokeskiön sijaintien poikkeamaa tarvitse huomioida. Käytetyt mitoitusmenetelmät on esitelty aiemmin luvussa 5. Rakennuksen kuormat määritettiin yksinkertaistetusti ja konservatiivisesti, sillä laskelmien pääpaino oli liitosten mitoitusmatsessa. Laskelmat esitetään liitteessä 1 ja tiivistelmä tuloksista taulukossa 5.2.

Taulukko 5.2 Tiivistelmä esimerkkilaskelmien tuloksista

Mitoitus esimerkin tulokset		
Ontelolaatan liitos kantavaan seinälinjaan		käyttöaste
Puristava pystykuorma	1,606 MN/m	
Liitoksen kapasiteetti	1,594 MN/m	100,8 %
Laatan leikkausrasitus	57,6 kN	
Laatan leikkauskapasiteetti	175 kN	33 %
Elementtien välinen pystyliitos		
Leikkausvoima, pysty	110 kN/m	
Leikkausvoima, vaaka	80 kN/m	
Vaijerilenkkiliitos		
Kapasiteetti pystysuunnassa	78 kN/m	142 %
Kapasiteetti vaakasuunnassa	71 kN/m	110 %
Vaarnattu työsaumaraudoite		
Kapasiteetti pystysuunnassa	469 kN/m	24 %
Lukitus-/ konsoliliitos		
Puristuskapasiteetin käyttöaste		60 %

Laskelmissa tarkasteltiin kantavaa seinälinjaa alimmassa kerroksessa, jossa kuormat ovat suurimpia. Pystykuorman mitoitusarvoksi määritettiin 1,606 MN/m, joka määritettiin pysyvien ja muuttuvien pystykuormien sekä vaakakuormien aiheuttaman tukireaktion perusteella. Vaakakuorma 613 kN syntyy tuulenpaineen aiheuttamasta kuormasta sekä pystykuorman aiheuttamasta lisävaakavoimasta. Kuormat vaikuttavat alimman kerroksen seinälinjaan.

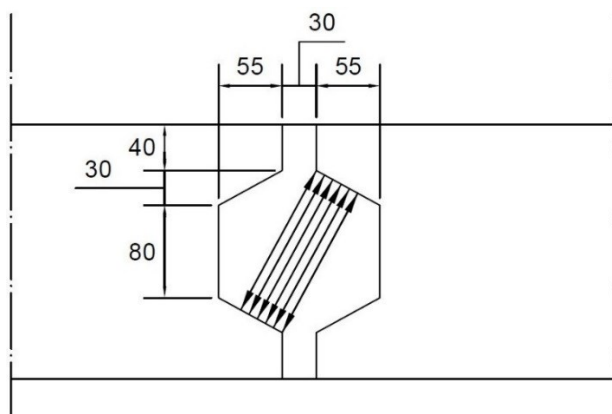
5.5.2 Seinäelementtien välinen pystyliitos

Alimman kerroksen seinälinjan elementtien pystysaumoissa vaikuttava pystysuuntainen leikkausvoima määritettiin vaakakuormien aiheuttaman momentin perusteella, ja sen suuruudeksi saatiin 110 kN/m. Pystysauman kapasiteetti laskettiin vaijerilenkkiliitokselle, työsaumaraudoituksella tehdylle teräslenkkiliitokselle sekä lovetulle lukitusliitokselle.

Vaijerilenkkiliitos

Vaijerilenkkiliitoksena käytettiin kuuden millimetrin paksuisia vaijereita, jotka sijoitetaan 160 mm pitkiin ja 50 mm leveisiin vaarnoihin. Vaarnojen syvyys on 20 mm ja keskiöetäisyys 300 mm. Tämä vaarnaus vastaa esimerkiksi Peikon PVL-vaijerilenkkejä 300 mm jaolla. Eurokoodin kaavalla 6.25 kapasiteetiksi määritettiin 78 kN/m, joka on vain noin 70 prosenttia saumaa kuormittavasta leikkausvoimasta.

Seinien välisen liitoksen sauman suuntaan nähden poikittainen leikkausvoimakapasiteetti määritettiin vaijerilenkkiliitokselle. Mitoituksessa käytettiin samaa periaatetta kuin pitkittäissuuntaisen leikkauskestävyyden määrittämisessä. Betonivaarnan oletetaan muodostuvan vaijerin vaarnakotelon sijaan seinäelementtien reunojen väliin kuvan 5.21 mukaan. Syntyvä betonivaarna on koko seinän levyinen ja kapasiteetti voidaan määrittää metriä kohden vaijerilenkkien jaon mukaan. Leikkauskestävyydeksi määritettiin 71 kN/m, ja sitä rajoittaa vaijerilenkkien vetokapasiteetti. Poikittaissuuntainen leikkausvoima määritettiin pystykuorman vaatimaa nurjahdustukea vastaavana voimana (viisi prosenttia pystykuormasta) ja sen arvo oli 80 kN/m. Liitoksen käyttöaste on siten 110 prosenttia.



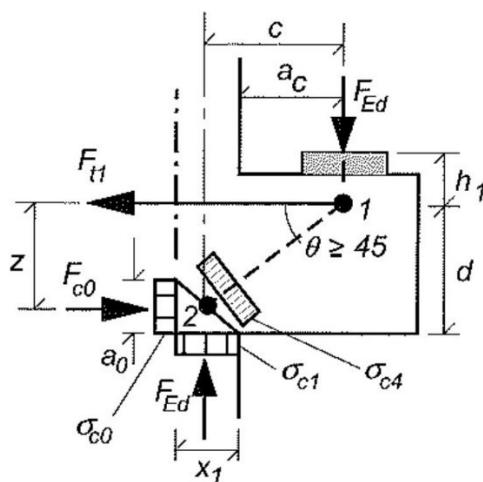
Kuva 5.21 Vaijerilenkkiliitoksen leikkauskapasiteetti sauman poikittaissuunnassa.

Vaarnattu työsaumaraudoite

Vaarnattu työsaumaraudoitettu leikkausliitos mitoitettiin Eurokoodin kaavalla 6.25. Tässä liitoksessa vaarnaus ja 12 millimetriä paksut teräslenkit sijaitsevat 150 millimetrin välein, joten leikkauskapasiteetiksi saadaan 469 kN/m. Käyttöaste on vain 24 prosenttia, joten myös pienempi teräsmäärä riittäisi kyseisessä liitoksessa. Raudoituksen limituspituus laskettiin Eurokoodin kohdan 8.7.3 mukaan ja sen arvoksi saatiin 200 mm. Valmistajan ohjeen mukaan 12/15-raudoituksen limituspituus on 460 mm. Tällöin elementtien välisen sauman tulisi olla esimerkiksi 500 mm leveä. Liitosalueen pystyteräkset mitoitettiin minimiteräsmäärän avulla Eurokoodin kohdan 9.5.2 perusteella. Tarvittava teräsmäärä on 220 mm², joten esimerkiksi tangot 3+3T10 ovat varmallalla puolella.

Lovetun lukitusliitoksen mitoitus konsolina

Elementtiseinien välinen lovettu lukitusliitos suunniteltiin konsolina, jota kuormittaa liitoksen leikkausvoiman resultantti 331 kN. Liitos sijaitsee seinän puolivälissä, jolloin konsolin korkeus h_c on puolet seinän korkeudesta eli 1,5 metriä. Liitoksen tukipinnan pituutena käytetään 500 mm, jolloin kuorman resultantti sijaitsee 250 mm etäisyydellä (laskelmissa arvo a_c). Konsolin mitoitus tehtiin BY210 (Leskelä, 2008) mukaan, jolloin ristikkoanalogian (kuvassa 5.22) avulla määritettiin konsolissa tarvittava veto- ja halkaisuraudoitus. Mitoitus perustuu siihen, että betonin puristusdiagonaali aiheuttaa vaakasuuntaisen voimakomponentin, jota vastaan tarvitaan vetorausdoitus.



Kuva 5.22 Konsolin mitoitus BY210 mukaan (Leskelä, 2008).

Betonin puristuskestävyyden käyttöasteena käytettiin 60 prosenttia, jolloin veto-raudoitus mitoitettiin 132 kN:n voimalle. Tarvittava vetorausdoitus on 305 mm², jota vastaa esimerkiksi neljä 12 millimetrin tankoa, jolloin käyttöaste on 67 prosenttia. Eurokoodi 2 liitteen J.3 kohdan (2) mukaan konsolissa on oltava lisäksi vähintään päävetorausdoituksen suuruinen vaakasuuntainen hakorausdoitus. Ehdon täyttävät esimerkiksi 200 millimetrin välein olevat 10 millimetriä paksut haat. Konsoliin on sijoitettava lisäksi pystysuuntaiset haat, jotka vastustavat puristusvoiman aiheuttamaa poikittaista halkaisuvoimaa. Halkaisuvoima määritettiin Eurokoodin kaavalla 9.14 ja on suuruudeltaan noin 54 kN, jota vastaa kaksi kahdeksan millimetrin hakaa.

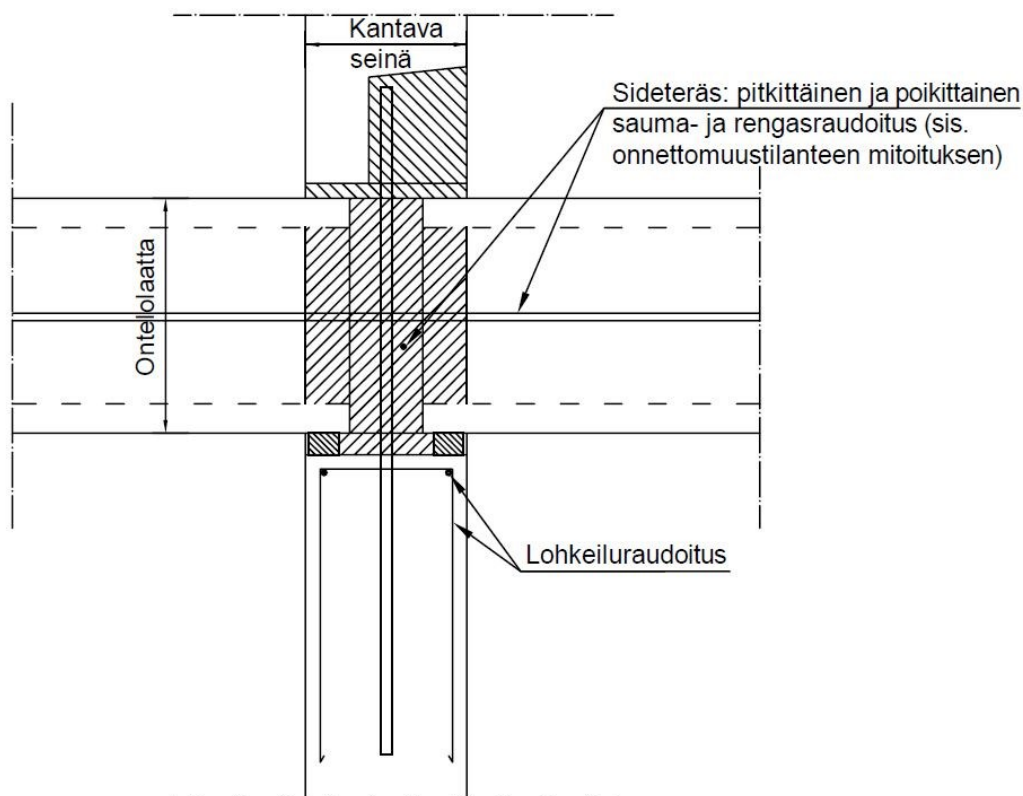
Konsolin mitoituksessa oli lisäksi tarkistettava kuormituksen vaatima tukipinnan nimellispituus, joka määritettiin Eurokoodin 2 kohdassa 10.9.5.2. Pystysaumassa vaikuttavan leikkausvoiman resultantti edellyttää vähintään 221 mm tukipinnan pituutta. Nimellispituuteen lisätään tehottomaksi oletetut osat, mittapoikkeamien vaikutukset sekä 20 mm, koska kyseessä ovat erilliset rakenneosat. Tukipinnan on oltava vähintään 282 mm, jolloin valittu 500 mm tukipinta on riittävä.

Vaakaliitoksen leikkauskestävyys

Elementtien välisessä vaakaliitoksessa, kuten seinän ja välipohjalaatan välillä, vaikuttaa vaakakuorman aiheuttama leikkausjännitys. Liitoksen kapasiteetti määritettiin samalla Eurokoodin kaavalla kuin aikaisemmissa mitoitus tapauksissa (6.25). Vaakasaumaan vaikuttaa aiemmista tapauksista poiketen myös pystykuorman aiheuttama normaalijännitys. Pystykuorman suuruudesta johtuen normaalivoima on 7,14 MPa. Leikkausjännitys vaakavoimasta on vain 0,28 MPa. Sauman leikkauskapasiteetti on puristavan voiman ansiosta 4,6 MPa, joten mitoituksessa käytettiin leikkaukslujuuden maksimiarvoa 4,5 MPa. Leikkauskapasiteetin käyttöaste on näin ollen vain 6,2 prosenttia.

5.5.3 Ontelolaatan liitos kantavaan seinälinjaan

Mitoituksessa tarkastettiin liitoksen puristuskestävyys eli normaalivoimakapasiteetti sekä ontelolaatan leikkauskestävyys. Ontelolaatan liitos ensimmäisen kerroksen seinälinjaan mitoitetiin pystykuormalle 1,606 MN/m. Liitoksen kapasiteetiksi määritettiin 1,594 MN/m, mikä ei riitä 15 kerroksisen rakennuksen aiheuttamassa kuormituksessa. 14-kerroksisessa rakennuksessa liitoksen normaalivoimakapasiteetin käyttöaste olisi 83 prosenttia, 13-kerroksella 77 prosenttia ja 12-kerroksisella 71 prosenttia. Ontelolaatan leikkautumista estävä saumaraudoitus mitoitetiin välipohjan tukireaktiota vastaan. Saumaraudoitusta tarvittiin 132 mm^2 , kun leikkausvoima oli 57,6 kN. Onnettomuustilanteen mitoitus edellyttää lisäteräksset ontelolaattojen väliin ja päihin. Määritettyä sidevoimaa 77,9 kN vastaa teräsmäärä 156 mm^2 . Siten esimerkiksi kaksi halkaisijaltaan 16 millimetrin tankoa riittävät sauman kokonaisraudoitukseksi, jolloin käyttöaste on 72 prosenttia. Ontelolaatan leikkausvoimakapasiteetti on 320 millimetrin paksuudella ja edellä mainitulla 2T16 saumaraudoituksella noin 175 kN, jolloin sen käyttöaste on 32,9 prosenttia. Raudoituksen sijainti esitetään kuvassa 5.23.



Kuva 5.23 Ontelolaatan liitos kantavaan seinälinjaan.

Seinäelementtien lohkeilua rajoittava raudoitus mitoitettiin pienennetylle pystykuormalle tai vähintään 100 kN voimalle. Mitoittava kuorma oli 100 kN ja tarvittavaksi hakaraudoitukseksi määritettiin T8-k200.

5.5.4 Laskelmien tulosten arviointi

Esimerkilaskelmien tarkoituksena oli määrittää asuinkerrostalossa tyypillisten liitosten sekä potentiaalisten uusien liitostyyppien kapasiteetit kuormituksessa, joka syntyy 15-kerroksisen rakennuksen alimmassa kerroksessa. Mitoitus on tehty yksinkertaistetuilla konservatiivisilla kuormilla, sillä tarkoituksena on käydä läpi liitosten mitoittaminen Eurokoodin menetelmillä. Asuinkerrostalon kuormien tarkempaa määrittämistä ei ole käsitelty tässä työssä. Kuormien voidaan olettaa olevan konservatiivisia, sillä rakenteiden omapaino on laskettu olettaen yhtä suurta kuormitusta joka kerrokselta, eikä hyötykuormia ole pienennetty kerroslukumäärän avulla. Lisäksi tuulikuormana on käytetty koko rakennuksen korkeudella sitä kuormaa, joka vaikuttaa rakennuksen huipun korkeudella mahdollisimman tuulisissa olosuhteissa maastoluokassa 0.

Viisitoistakerroksisen rakennuksen pysyvien ja muuttuvien kuormien aiheuttama pystyvoima on suuri, ja tavanomainen valettu ontelolaatan liitos kantavaan seinään

on liian heikko alimassa kerroksessa. Esimerkiksi 12-kerroksisen rakennuksessa liitostyyppi olisi mahdollinen, sillä puristuskapasiteetin käyttöaste olisi 71 prosenttia. Laskelman perusteella nähdään, että alimpien kerrosten välipohjaliitos tulee suunnitella huomattavasti tavanomaista liitosta vahvemmaksi. Vaikka liitoksen mitoituksessa on ylivarmuutta kuormituksen konservatiivisuuden takia, on selvää, ettei liitoksen kapasiteetti ole riittävä 15-kerroksisen rakennuksen alimassa kerroksessa. Pystykuorman vaatima saumaraudoitus 2T16 on määrältään järkevä, koska se voidaan asentaa ontelolaattojen saumoihin ilman erityistoimenpiteitä.

Alimpaan kerrokseen kohdistuu myös suuri vaakavoima. Voima määritetään tuulikuorman ja lisävaakavoiman perusteella. Tässä mitoitusmerkissä ainoastaan vaakavoiman aiheuttama momentti rasittaa elementtien välistä pystysaumaa, vaikka todellisuudessa myös pystykuormien epätasainen jakautuminen ja pakkovoimien aiheuttamat kutistumat rasittavat liitosta. Momentin aiheuttama leikkausvoima on kuitenkin todennäköisesti huomattavasti muita rasituksia suurempi. Sauman mitoitus-esimerkin avulla nähdään, ettei vaijerilenkkiliitoksen kapasiteetti ole riittävä alimassa kerroksessa. Valmistajien ilmoittamat kapasiteetit ovat suurempia kuin esimerkissä eurokoodimitoituksella määritetty kestävyys, jonka suuruus on 78 kN/m. Peikko ilmoittaa esimerkkiä vastaavan sauman suuntaiseksi leikkauskestävyydeksi 134 kN/m, Okaria 103,7 kN/m ja R-Steel 128,3 kN/m. Kestävyyttä voidaan kasvattaa esimerkiksi käyttämällä kaksinkertaista määrää vaijerilenkkejä, jolloin voidaan saavuttaa 70 prosentin käyttövarmuus.

Vaijerilenkkiliitoksen poikittaissuuntainen leikkausvoimakapasiteetiksi määritettiin 71 kN/m, jolla saavutetaan 110 prosentin käyttöaste. Liitoksen kapasiteetti on vain hieman huonompi vaakasuunnassa kuin pystysuunnassa. Vaijerilenkkivalmistajista vain Okaria on ilmoittanut liitoksen kapasiteetin laskentaa varten lenkkien leikkausvoimakestävyudet. Okarian ohjeessa leikkauskestävyys yhtä vaijerilenkkiparia kohden on 5 kN, joten kolmen metrin seinäliitoksessa 300 millimetrin välein olevien 10 parin kapasiteetti olisi 50 kN. Esimerkilaskelman ja Okarian ohjeen perusteella määritettyjen kapasiteettien arvot ovat samaa suuruusluokkaa. Poikittain liitokseen vaikuttava kuorma on kuitenkin määritetty ainoastaan pystykuorman perusteella, joten liitoksen käyttöastetta ei pystytä arvioimaan luotettavasti tämän mitoitus-esimerkin pohjalta.

Seinäelementtien välisen sauman kapasiteetti kasvaa huomattavasti, jos se toteutetaan vaarnatulla työsaumaraudoitteella. Liitoksen kapasiteetti 469 kN/m on suuri verrattuna vaijerilenkkiliitoksen kapasiteettiin, ja sitä voidaan pitää jopa ylimitoitettuna esimerkilaskelman mitoitusilanteeseen. Esimerkiksi puolet pienempi teräsmäärä riittäisi mitoitusilanteessa 50 prosentin käyttöasteeseen. Valmistaja Dywidag lupaa vastaavan tuotteen kapasiteetiksi peräti 638 kN/m. Dywidagin mitoitusohjeessa noudatetaan saksalaista kansallista liitettä eurokoodimitoitukseen, joka sallii esimerkiksi suuremman teräsjännityksen.

Pystysauman suunnittelu lovetulla lukitusliitoksella poikkesi edellä mainituista teräsbetoniliitoksista siinä, että sen kapasiteetti mitoitettiin kestävään mitoituskuorman resultantti 331 kN. Mitoitus johti kohtuulliseen teräsmäärään, joka pystytään hyvin sijoittamaan konsoliin. Liitos voidaan määritellä kapasiteetiltaan luotettavaksi, sillä sen betonikapasiteettien käyttöasteet ovat korkeintaan 72 prosenttia ja teräskapasiteetti 67 prosenttia. Kantavuuden osalta liitos toimii siten luotettavasti ja se voidaan mitoittaa suuremmallekin kuormalle.

Alimmassa kerroksessa vaikuttava pystykuorma on niin suuri, että vaakasauman leikkauskapasiteettia ei tarvitse kasvattaa ylimääraisillä liitostekniikoilla. Leikkauskestävyys vaakasuunnassa voi vaatia lisäkapasiteettia ylemmissä kerroksissa, joissa puristava voima on pienempi suhteessa vaakavoimaan.

6 Yhteenveto ja johtopäätökset

Kaupungistuminen edellyttää yhä suurempaa asunnontuotantoa kasvukeskuksissa, mikä johtaa myös korkean asuntorakentamisen kysynnän kasvamiseen. Tuotannon tehostamiseksi on siirryttävä yhä suuremmissa määrin tehtaalla esivalmistettuihin betonirakenteisiin. Betonielementeillä saavutetaan nopeampi rakennusvaihe työmaalla, ja siten rakennus saadaan käyttöön paikallavalettua runkoa nopeammin. Betonielementtirakentamisella on pitkät perinteet Suomessa, mutta sen soveltuvuutta korkeaan, yli kahdeksan kerroksiseen rakentamiseen ei ole tutkittu laajasti. Vuosina 2016 ja 2017 tapahtuneen Rakentamismääräyskokoelman päivittämisen jälkeen on tarpeen luoda ohjeet erityispiirteistä, jotka tulee ottaa huomioon korkeassa elementtirakentamisessa.

Tämän diplomityön tavoitteena oli etsiä ratkaisut korkeiden betonielementtirakennusten rungonsuunnitteluun, kun kerroskorkeus kasvaa yli kahdeksan kerroksen. Tarkoituksena oli selvittää seuraamusluokan CC3 ja paloluokan P1 vaikutukset kantavien rakenteiden ja niiden välisten liitosten suunnitteluun. Lisäksi työssä oli tavoitteena suorittaa esimerkkilaskelmat elementtirungon liitosten mitoittamisesta kohdissa, joissa rakennuksen korkeudella oletettiin olevan erityistä vaikutusta liitosten kapasiteetteihin.

Tulosten perusteella yli kahdeksankerroksisen asuinkerrostalon runko voidaan hyvin toteuttaa betonielementeistä kantavien rakenteiden osalta. Jo olemassa olevilla rakennetyypeillä ja liitosratkaisuilla pystytään täyttämään uusien määräysten vaatimukset, jotka koskevat erityisesti rungon jatkuvan sortuman hallintaa ja palonkestävyyttä. Lisäksi uusilla elementeillä ja liitostyypeillä voidaan toteuttaa entistä taloudellisemmin rakenneteknisesti vaativia kohteita.

Kirjallisuusanalyysin ja esimerkkilaskelmien avulla on mahdollista laatia ohjeistus korkean elementtirungon suunnitteluun. Yli kahdeksankerroksinen asuinkerrostalo suunnitellaan aina paloluokassa P1 ja seuraamusluokassa CC3. Luokkavaatimukset johtavat kantavien rakenteiden 120 minuutin palonkestävyyteen ja runkorakenteiden sidejärjestelmän suunnitteluun. Rakennuksen kasvava kerroskorkeus johtaa suuriin pystykuormiin alimmissa kerroksissa, joka tulee ottaa huomioon paitsi rakennepaksuuksissa myös liitosten kapasiteetin suunnittelussa. Suunnitteluohjeita jatkuvan sortuman hallintaan soveltuvasta sidejärjestelmästä, runkorakenteiden rakennepaksuuksien valinnasta ja elementtien välisten liitosten suunnittelusta ei kirjoiteta sellaisenaan johtopäätöksiin, mutta ne ovat laadittavissa työn avulla.

Kirjallisuustutkimuksessa huomattiin, että haasteena kokonaan elementeistä rakennettujen kerrostalojen suunnittelussa on rungon jäykkyyden ja eheyden eli rakenteiden sitkeyden ja jatkuvuuden suunnittelu. Suomessa on rakennettu yli kahdeksan kerroksisia kantavien rakenteiden osalta elementeistä valmistettuja asuintaloja vain

muutama. Vuonna 2016 valmistunut 11-kerroksinen Helsingin Viuhka on hyvä esimerkki kokonaisvaltaisesta betonielementtien käytöstä, sillä kantavien väliseinien ja julkisivun lisäksi asuinkerrosten välipohjat oli toteutettu ontelolaattojen ja massiivisten tekniikkalaattojen yhdistelmällä. Korkeissa asuinkerrostaloissa on luontevaa hyödyntää teräsbetonin massiivisuutta, jolla saavutetaan taloudellisesti hyvä kantokyky, ääneneristävyys ja palonkestävyys. Runkoratkaisuksi soveltuu siten hyvin kantavien seinien ja välipohjien ratkaisu. Korkeassa rakentamisessa haasteeksi muodostuukin elementtien välisten liitosten suunnittelu, sekä välipohjaelementtien toiminta jäykistysjärjestelmän osana.

Korkeankin rakennuksen välipohjat voidaan toteuttaa elementeistä, kun niiden yhteistoiminta jäykistävänä tasona ja toisaalta toiminta onnettomuuskuormituksessa varmistetaan. Tavallinen välipohjaratkaisu on ontelolaattojen käyttö, sillä niiden kantokyky omaan painoon nähden on hyvä. Ontelolaatan liitos kantavaan seinälinjaan on puristuskapasiteetiltaan huomattavasti heikompi kuin seinän kestävyys. Tämän vuoksi 15-kerroksisen asuintalon alimmassa kerroksessa tulee suunnitella tavallisen puristusliitoksen sijaan jokin toinen liitostyyppi, kun käytetään ontelolaattoja. Ontelolaattojen huonoksi puoleksi muodostuu myös onnettomuustilanteen suunnittelu, jossa yhteen suuntaan kantavuus estää vaihtoehtoisen kuormansiirtoreitin muodostumisen. Lisäksi onnettomuustilanteen sidejärjestelmä edellyttää suurta teräsmäärää laattojen välisiin saumoihin. Tämä esimerkiksi vähentää elementtien tuomaa etua rungon noston nopeuttamisessa. Ontelolaatan huonona puolena voidaan pitää myös sitä, ettei tavalliselle laatalle voida mitoittaa yli 60 minuutin palonkestoaikaa. Palolaatta, jonka kuormankantokyky on tavallista laattaa heikompi, kestää standardipaloa 120 minuuttia, mutta esimerkiksi kellarikerroksissa vaadittava 180 minuutin palonkestoaika saavutetaan vain lisäeristeellä.

Tutkimuksen perusteella voidaan sanoa, että liitosten suunnittelu on yksi tärkeimmistä tehtävistä elementtirunkoisen kerrostalon suunnittelussa. Valettavat liitokset ovat työmaalla tehtävästä rungon asennustyöstä yksi aikaa vievin ja monimutkaisin osa. Tämän takia liitosten kokonaismäärää pyritään aina rajoittamaan. Vaihtoehtoja valettaville liitoksille ei Suomessa juurikaan käytetä, mutta esimerkiksi Hollannissa on pystytty toteuttamaan terästappiliitoksia, joiden liitostoiminnan aktivoitumista ei tarvitse odottaa valun kuivumiseen. Teräsbetoniliitosten hyvä puoli on liitosten sitkeä toiminta ja palonsuojaus. Teräслиitokset tulee erikseen suojata palolta ja suunnitella niin, ettei mahdollinen kapasiteetin ylittyminen johda äkilliseen sortumiseen.

Esimerkkilaskelmien tuloksista havaitaan, että liitosten kapasiteetti voidaan yksinkertaistetusti tarkastaa käsinlaskennalla luonnosvaiheessa. Puristusliitosten lisäksi erityisen kuormitettu liitos on elementtiseinien välinen pystysauma, jota rasittaa pääosin vaakavoimien aiheuttama momentti. Momentti siirtyy saumaan pystysuuntaisena leikkausvoimana, jota vastaan Suomessa tavallisesti suunnitellaan vaijerilenkkiliitos. Vaijerilenkkien etu on niiden yksinkertainen asennustapa. Vaijerilenkki alkaa kuitenkin toimia voimaa siirtävänä vasta, kun se tulee vedetyksi ja sen säikeet

kiristetyiksi. Säikeiden kiristyminen edellyttää muodonmuutosta. Ennen muodonmuutosta leikkausvoimia vastustaa ainoastaan betonin leikkauskapasiteetti. Poikittaissuunnassa leikkausvoiman oletetaan siirtyvän liittyvien elementtien reunojen väliin jäävän juotosbetonin välillä. Näin ollen pumpattavalle vaijerilenkkiliitokselle ei pystytä määrittämään sauman suuntaan nähden poikittaista leikkauskestävyyttä.

Vaijerilenkkien kapasiteetti suuria kuormia vastaan on mitoitus esimerkin mukaan riittämätön, joten sen vaihtoehdoksi esitetään työsaumaraudoitteella toteutettavaa teräsbetoniliitosta. Työsaumaraudoitteen kapasiteetti on huomattavan suuri, sillä raudote-elementissä on profiloidusta teräslevystä tehty jatkuva vaarlaus. Toinen tutkittu liitos on Hollannissa käytetty elementtien välinen lovettu limitysliitos, jossa minimoidaan liitosten betonivalut. Loveukset muodostavat konsoliliitoksen, jossa seinäelementtien pystyliitoksen pystyvoima siirretään puristuksena. Konsoli toimii erinomaisesti kuormankantokykynsä puolesta. Suomessa ei kuitenkaan toteuteta tämänkaltaisia suuria liitoksia seinälinjoissa, joiden avoin sauman tiiveydestä ei ole takeita. Liitoksen käyttäytymistä äänen, palon, kosteuden ja lämmön eristämisen sekä ilmatiiveyden suhteen tulee tutkia lisää.

Tulevaisuuden tutkimusten tutkimusaiheiksi ehdotetaan suurien elementtien käyttömahdollisuuksien tarkastelua, jotta työmaalla tehtäviä nostoja ja elementtien asennuksia saadaan vähennettyä. Lisäksi pystysauman tässä työssä tutkittujen liitostyyppien poikittaissuuntaista leikkauskapasiteettia tulisi tutkia tarkemmin. Elementtirakentamisen mahdollisuuksien hyödyntämiseksi tarvitaan luotettavia yksinkertaisia liitoksia, joiden toteuttaminen työmaalla olisi nykyisiä valettavia liitoksia tehokkaampaa. Tutkittujen eurooppalaisten referenssikohteiden lisäksi olisi tarpeen tutkia esimerkiksi aasialaisia projekteja, joita ei ollut tämän työn laajuisessa tutkimuksessa mahdollista tarkastella.

Tätä tutkimusta voidaan hyödyntää korkean elementtirakentamisen suunnitteluperusteiden tarkastamisessa ja liitosten mitoittamisessa. Tutkimuksen pohjalta voidaan muodostaa ohjeet erityispiirteistä, jotka on otettava huomioon elementtirungon korkeuden kasvaessa yli kahdeksan kerroksen. Tutkimuksen avulla voidaan arvioida asuinkerrostalon luonnossuunnitteluvaiheessa elementtien käytön soveltuvuutta kantavaan runkoon ja suunnitella määräykset täyttäviä ja niissä annettavat ohjeet huomioon ottavia rakenteita.

Lähdeluettelo

- Arkkitiedit MY Oy. (2015). *Korkean rakentamisen selvitys Tampereen aluekeskuksissa*. Tampere: Tampereen kaupunki. EHYT-Hanke.
- Betoniteollisuus. (2010). *Elementtirakentamisen historia*. Elementtisuunnittelu.fi: Betoniteollisuus ry.
- Betoniteollisuus ry. (2010b). *Teräsbetonikonsolit*. Elementtisuunnittelu.fi: Betoniteollisuus ry.
- Betoniteollisuus ry. (2013a). *DKL502. Kuorilaatan liitos kantavaan väliseinään*. elementtisuunnittelu.fi: Betoniteollisuus ry.
- Betoniteollisuus ry. (2013b). *DO501. Ontelolaatan liitos kantavaan väliseinään*. Elementtisuunnittelu.fi: Betoniteollisuus ry.
- Betoniteollisuus ry. (2013c). *DO502. Kantavan väliseinän ja ontelolaatan pituussuuntainen liitos*. elementtisuunnittelu.fi: Betoniteollisuus ry.
- Betoniteollisuus ry. (2013d). *DO511. Ontelolaatan ja kantavan sandwich-elementin liitos*. Elementtisuunnittelu.fi: Betoniteollisuus ry.
- Betoniteollisuus ry. (2012). *Vaijerilenkit*. Elementtisuunnittelu.fi: Betoniteollisuus ry.
- Betoniteollisuus ry. (2010). *Betonielementtiparvekkeet*. elementtisuunnittelu.fi: Betoniteollisuus ry.
- Bousfield, A. (2017). The Belmont Trio. *Imagineering*, June 2, nro. Spring 2017, s. 17-21.
- C1 RakMK. (1998). *Ääneneristys ja meluntorjunta rakennuksessa. Määräykset ja ohjeet 1998*. Helsinki: Ympäristöministeriö.
- Concrete Centre -internetsivu. *Background to Eurocode 2*. [katsottu 28.6.2017]. Saatavissa: <http://www.concretecentre.com/Concrete-Design/Design-Codes/Eurocode-2/Background-to-Eurocode-2.aspx>.
- CTBUH. (2017). *CTBUH Height Criteria*. [katsottu 21.6.2017]. Saatavissa: <http://www.ctbuh.org/LinkClick.aspx?fileticket=zbw8MY6N98s%3d&tabid=446&language=en-GB>.
- Deluga Meissl Associated Architects. (2017). *Mischek Tower - DMAA*. [katsottu 20.7.2017]. Saatavissa: <http://www.dmaa.at/projekte/detail-page/mischek-tower.html>.
- Dywidag. (2011). *Recostal-työsaumaraudoitteet, vaarnattu sauma*. Espoo: HauCon Finland Oy. Tekninen ohje.
- E1 RakMK. (2011). *Rakennusten paloturvallisuus. Määräykset ja ohjeet 2011*. Helsinki: Ympäristöministeriö.
- Elematic-internetsivusto. (2017). *Precast connections for safe building*. Elematic. [katsottu 9.8.2017]. Saatavissa: <http://www.elematic.com/en/company/building-with-precast/precast-connections/>.
- Elliott, K.S. (2016). *Precast Concrete Structures, Second Edition*. CRC Press Inc - M.U.A.

Elliott, K.S. and Jolly, C.K. (2013). *Multi-storey precast concrete framed structures*. toinen painos. Chichester: Wiley-Blackwell.

Emporis. (2017). *high-rise building (ESN 18727)*. [katsottu 21.6.2017]. Saatavissa: <https://www.emporis.com/building/standard/3/high-rise-building>.

Engström, B. (2008). *Design of structural connections for precast concrete buildings*.

Espoon kaupunkisuunnittelukeskus. (2013). *Espoon korkean rakentamisen periaatteet*. Espoo: Espoon kaupunki.

fib. (2016). *Pre-cast concrete buildings in seismic areas*. Lausanne: Fédération internationale du béton.

fib. (2014). *Tall buildings: Structural design of concrete buildings up to 300 m tall*. Lausanne: Fédération internationale du béton.

fib. (2012). *Design of precast concrete structures against accidental actions*. Lausanne: fédération internationale du béton.

fib. (2008). *Structural connections for precast concrete buildings*. Lausanne: Fédération internationale du béton.

haagsetoren-wonen. (2017). *Wonen met uitzicht - de Haagse Toren*. [katsottu 21.7.2017]. Saatavissa: <http://www.haagsetoren-wonen.nl/page/foto-video>.

Haara, T. (2017). *Elementtirakentamisen osuus talonrakentamisessa*. sähköpostiviesti: Rakennusteollisuus. sähköpostiviesti.

Heiska, T. ja Koskenvesa, A. (2010). *Betonielementtien turvallinen asennus*. 2. painos. Elementtisuunnittelu.fi: Betoniteollisuus ry.

Helimäki Akustikot. (2009). *Asuinrakennusten ääniteknikan täydentävä suunnitteluohje*. Helsinki: Rakennusteollisuus & Betonikeskus.

Hellä, S. (2014). *Tampereen tornihotelli on teollisesti tehty taideteos*. *Betoni*, nro. 4, s. 8-21.

Helsingin kaupunkisuunnitteluvirasto. (2014). *Korkea rakentaminen Helsingin esikaupunkialueilla*. Helsinki: Helsingin kaupunki.

Hummelen, J.C. (2015). *Precast Concrete in Framed Tube High-Rise Structures*. Delft: TU Delft. Civil Engineering. Diplomityö. s. 137.

Jaakkola, T. (2011). *Monikerrosrunгон jäykistävien elementtirakenteiden numeerisen mallintamisen ohjeistus*. Oulu: Oulun yliopisto. Konetekniikka. Diplomityö. s. 144+35.

Klasila, E. (2016). *Betonielementtirunkoisen toimistorakennuksen nurkan jatkuvan sortuman hallinta*. Espoo: Aalto-yliopisto. Rakennetekniikka. Diplomityö. s. 78+53.

Korkean rakentamisen työryhmä. (2011). *Korkea rakentaminen Helsingissä*. Helsinki: Helsingin kaupunki. Helsingin kaupunkisuunnitteluvirasto.

Kortelainen, P. (2012). *Korkeiden rakennusten vaste tuulikuormituksessa*. Tampere: Tampereen teknillinen yliopisto. Rakennetekniikka. Diplomityö. s. 153+52.

- Leskelä, M.V. (2008). *Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus 2008*. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
- Luck, K. (2016). *Toimistorakennuksen kantavan arinapalkiston jatkuvan sortuman hallinta*. Espoo: Aalto-yliopisto. Rakennetekniikka. Diplomityö. s. 78+13.
- Okaria Oy. (2017). *Okaria 80/100/120- vaarnalennkki. BY: n Käyttöseloste 5B- EC2 N:o 37*. www.okaria.fi: Okaria Oy.
- Parma. (2013). *Parman ontelolaatastot. Suunnitteluohje*. Parman www-sivusto: Parma.
- Parma. (2012). *Parman kuorilaatastot. Suunnitteluohje*. Parman www-sivusto: Parma.
- Peikko Group. (2016). *PVL-vaijerilenkki seinäelementtien pystyliitoksiin. BY 5 B-EC 2 n:o 34*. www.peikko.fi: Peikko Group. Tekninen käyttöohje.
- RakMK. (2016a). *Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet*. Helsinki: Ympäristöministeriö.
- RakMK. (2016b). *Rakenteiden lujuus ja vakaus, betonirakenteet*. Helsinki: Ympäristöministeriö.
- RakMK. (2016c). *Rakenteiden lujuus ja vakaus, rakenteiden kuormat*. Helsinki: Ympäristöministeriö.
- R-Group Finland Oy. (2013). *RVL-vaijerilenkit. Eurokoodien mukainen suunnittelu*. www.rsteel.fi: R-Group Finland Oy.
- Riess, H. (2001). *von Weimar nach Wien und Linz*. Weimar: Bauhaus-Universität Weimar. Kurssimateriaali: http://www.wiener-gasometer.info/dokumente/Architektur_Wien.pdf
- RIL 201-4-2017. *RIL 201-4-2017. Rakenteiden vaurionsietokyvyn varmistaminen onnettomuustilanteessa*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry.
- RIL-201-1-2017. *RIL-201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto RIL ry.
- RT 08-11186, (2015). *P1-luokan rakennusten palotekniset vaatimukset*. Rakennustietosäätiö RTS.
- Säteri, H. and Väyrynen, E. (2015). *Ympäristöministeriön ohje rakentamisen suunnittelutehtävien vaativuusluokista*. Ohje Helsinki: Ympäristöministeriö.
- SFS-EN 13670. (2010). *Betonirakenteiden toteutus*. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
- SFS-EN 1990. (2006). *Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet*. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
- SFS-EN 1991-1-4. (2011). *Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat*. 2. painos Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
- SFS-EN 1991-1-7. (2014). *Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat*. 2. painos Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
- SFS-EN 1992-1-1. (2015). *Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt*. 2. painos. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.

- SFS-EN 1992-1-2. (2005). *Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus*. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS.
- Simola, L. (2011). Tekniikkalaatta valmiina käyttöön. *Betoni*, nro. 4, s. 82-83.
- Solla, J. (2017). Asunto Oy Helsingin Viuhka. *Betoni*, nro. 1, s. 13-21.
- Suikka, A. (2014). Holcofire – eurooppalainen ontelolaattojen palonkestotutkimus. *Betoni*, nro. 1, s. 70-73.
- Suikka, A. (2011). Elementtirakentaminen Hollannissa ja Belgiassa. *Betoni*, nro. 3, s. 45-49.
- Suikka, A. (2006). Korkeita elementtirakennuksia. *Betoni*, nro. 4, s. 57-60.
- Suomen Betoniyhdistys. (2012a). *Betoninormikortti 23 EC. Liitosten mitoitus onnettomuuskuorille*. Helsinki: Suomen betoniyhdistys ry.
- Suomen Betoniyhdistys. (2012b). *Betoninormikortti 27. Ontelolaatta-seinäliitos*. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry.
- SVT. (2016). *Rakennukset ja kesämökkit [verkkopublication]*. ISSN=1798-677X. *Rakennuskanta 2016*. Helsinki: Tilastokeskus.
- ten Hagen, S. (2012). *The Zalmhaven tower. An investigation on the feasibility of prefabricated concrete in a high rise building*. Delft: TU Delft. Civil Engineering and Geosciences. Diplomityö. s. 240+9.
- Tikkanen, E. (2014). *Betonielementtirakentamisen soveltaminen korkeisiin rakennuksiin*. Oulu: Oulun yliopisto. Konetekniikka. Diplomityö.
- Tinkanen, H. (2005). As Oy Helsingin Cirrus. *Betoni*, nro. 4, s. 38-42.
- Tolsma, K.V. (2010). *Precast Concrete Cores in High-Rise Buildings*. Delft: TU Delft. Civil Engineering and Geosciences. Diplomityö. s. 81+27.
- TU Graz. (2012). *Tragsysteme und Bauweisen von Hochhäusern*. Graz: TU Graz. [katsottu 20.7.2017]. Saatavissa: www.ite.tugraz.at/index.php?section=downloads&download=34
- Turun kaupungin ympäristötoimiala. (2017). *Turun korkean rakentamisen selvitys*. Turku: Turun kaupunki.
- Vainio, T. (2016). *Asuntotuotantotarve 2015–2040*. Espoo: Teknologian tutkimuskeskus VTT Oy.
- Valjus, J. (2017). *Kantavien rakenteiden suunnittelu*. Helsinki: Sweco. Esitelmä.
- Virtanen, E. (2015). *Assessment of Vibration Comfort Criteria for Tall Buildings*. Espoo: Aalto-yliopisto. Rakennetekniikka. Diplomityö. s. 71+20.
- VTT Expert Services -internetsivusto. (2014). *Rakennustuotteiden paloluokitus varmistaa rakennusten paloturvallisuutta - luokitusstandardi EN 13501-1*. VTT Expert Services. [katsottu 13.7.2017]. www.vttexpertservices.fi.
- YM luonnos. (2016). *Ympäristöministeriön asetus rakennusten paloturvallisuudesta, luonnos*. Helsinki: Ympäristöministeriö.

Liite 1. Esimerkkilaskelmat

Rakennejärjestelmän kuvaus

- Rakennuksessa 15 maanpäällistä kerrosta
- Runko teräsbetoni- ja jännebetonielementeistä: kantavat seinät ja ontelolaatat
- sijainti Helsinki, maastoluokka 0
- Seuraamusluokka CC3, onnettomuustilanteessa 3a
- toteutusluokka 3, toleranssiluokka 2
- rakennesuunnittelutehtävän vaativuusluokka vaativa

Seinien etäisyys	$kk := 8.4 \text{ m}$	Ontelolaatan pituus ja paksuus	$L_l := 8.34 \text{ m}$
seinäelementin pakuus	$b_s := 220 \text{ mm}$	seinän molemmin puolin	$h_l := 320 \text{ mm}$
seinäelementin pituus	$L_s := 10 \text{ m}$		
kerrokorkeus	$h_s := 3 \text{ m}$		
kerroslukumäärä	$n := 15$		
rakennuksen korkeus	$h := n \cdot h_s = 45 \text{ m}$		

Tarkastellaan kantavaa seinälinjaa:

- ontelolaattaliitoksen puristuskestävyys
- seinien pystysauman leikkauskestävyys
- vaakasauman leikkauskestävyys

Yksinkertaisuuden vuoksi rakennus oletetaan symmetriseksi. (Laskelmissä jätetään huomioimatta rakennuksen kiertokeskiön sijainnin poikkeama geometrisestä painopisteestä.)

Materiaalitiedot

Betonilujuudet

C30/37	C50/60	$\alpha_{cc} := 0.85$	$\gamma_c := 1.5$
Betoniteräs B500B		$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	$\gamma_s := 1.15$

Kuormat

Kertoimet	$\gamma_G := 1.15$	$\gamma_Q := 1.5$	$\psi_0 := 0.7$
	$\gamma_G := 1.35$		$K_{FI} := 1.1$

Pystykuormat

Omapaino	neliökuormat	$g_{k,laatta} := 4 \frac{kN}{m^2}$	$g_{k,pintarak.} := 1 \frac{kN}{m^2}$	$g_{k,väliseinät} := 0.5 \frac{kN}{m^2}$
	viivakuormat	$N_{gk,seinä} := 13.4 \frac{kN}{m}$	$N_{gk,saumavalu} := 1.3 \frac{kN}{m}$	
Lumikuorma	$q_{k,lumi} := 2 \frac{kN}{m^2}$			
Hyötykuorma	$q_k := 2 \frac{kN}{m^2}$	Kokonaishyötykuorman pienennyskerrointa ei käytetä tässä esimerkissä.		

Kuormitusyhdistelmät

1. Omapaino + hyötykuormat $\gamma_G \cdot K_{FI} \cdot G_{kj.sup} + \gamma_Q \cdot K_{FI} \cdot Q_{k.l} + \gamma_Q \cdot K_{FI} \cdot \Sigma(\Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i})$
 $\gamma_G := 1.15$

kuormitus alimalle seinälle $N_{d.seinä} := N_{d.yip} + (n-1) \cdot N_{d.vp1} = 1.413 \frac{MN}{m}$

2. Omapaino $\gamma_G \cdot K_{FI} \cdot G_{kj.sup}$
 $\gamma_G := 1.35$

kuormitus alimalle seinälle $N_{d.seinä2} := N_{d.yip} + (n-1) \cdot N_{d.vp2} = 1.309 \frac{MN}{m}$

Suurin pystykuorma alimmalle seinälinjalle $N_{Ed} := \max(N_{d.seinä}, N_{d.seinä2}) = 1.413 \frac{MN}{m}$

Ontelolaatan tukireaktion mitoitusarvo
(b = 1200 mm) $V_{Ed} := \frac{\max(N_{d.vp1}, N_{d.vp2})}{2} \cdot 1.2 \text{ m} = 57.6 \text{ kN}$

Vaakakuormat**Tuulikuorma**

rakennuksen tuulikuorma RIL 201-1-2017 mukaan

maastoluokka 0 puuskanopeuspaine
(kuva 4.5S)

yksinkertaistetaan seinälinjalle kohdistuva tuulikuorma,
varmalla puolella (seinälinjojen välinen etäisyys kk):

$$q_p := 1.43 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_w := q_p \cdot kk = 12.01 \frac{kN}{m}$$

tuulikuorma alimmalle välipohjalle $q_{wd} = 13.9 \frac{kN}{m}$
 $F_{wd} := q_{wd} \cdot \left(h - \frac{h_s}{2}\right)$ $F_{wd} = 604 \text{ kN}$

Lisävaakavoima

Lisävaakavoimalla otetaan huomioon mittapoikkeamien ja kuormien sijainnin epäedulliset vaikutukset.

Lasketaan lisävaakavoima alimmalle seinälinjalle. Käytetään RIL 201-1-2017 esitettyä yksinkertaistettua ohjetta.

$$H_{dt} = \frac{N_d}{150}$$

Arvioidaan yhdelle seinälle tulevan pystykuorman suuruus/m

$$N_d := N_{Ed} \cdot 1 \text{ m} = 1.41 \text{ MN}$$

Lisävaakavoimaksi saadaan (varmuuskertoimet mukana)

$$H_{dt} := \frac{N_d}{150} = 9.42 \text{ kN}$$

Vaakavoima yhteensä:

$$H_{Ed} := F_{wd} + H_{dt}$$

$$H_{Ed} = 613 \text{ kN}$$

Vaakavoimien aiheuttama momentti

$$M_{Ed} := H_{Ed} \cdot h_s$$

$$M_{Ed} = 1.839 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

momentin aiheuttama pystysuuntainen voima seinän päässä (mitoitettava voima 1 m matkalla):

$$N_{Ed,H} := \frac{M_{Ed}}{(L_s - 0.5 \text{ m}) \cdot 1 \text{ m}}$$

$$N_{Ed,H} = 193.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Kokonaispystykuorma:

$$N_{Ed} := N_{Ed} + N_{Ed,H}$$

$$N_{Ed} = 1.606 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

Pystysauman leikkausvoima

Seinän pystysaumassa vaikuttava leikkausvoima vaakakuormista

$$V_{Ed,V} := M_{Ed} \cdot \frac{6}{L_s^2}$$

$$V_{Ed,V} = 110 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lohkeiluraudoituksen mitoitettava pystykuorma

$$k_s := 0.07$$

$$F_{Ed,min} := \max(k_s \cdot N_d, 100 \text{ kN}) = 100 \text{ kN} \quad (\text{nk. EC27 mitoitus})$$

Pystysauman poikittaissuuntainen leikkausvoima

Mitoitetaan seinien pystysauma poikittaissuuntaiselle leikkausvoimalle (nurjahdustukena 5 % pystykuormalle)

$$F_{Ed,H} := 0.05 N_{Ed}$$

$$F_{Ed,H} = 80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

ONTELOLAATTA - SEINÄLIITOS

Eurokoodi 1992-1-1

Betoninormikortti n:o 27 3.5.2012

Seinän puristuskapasiteetti

$$N_{Rd,s} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck,seinä}}{\gamma_c} \cdot b_s = 3.74 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

minimitukipinta $b_t := 60 \text{ mm}$

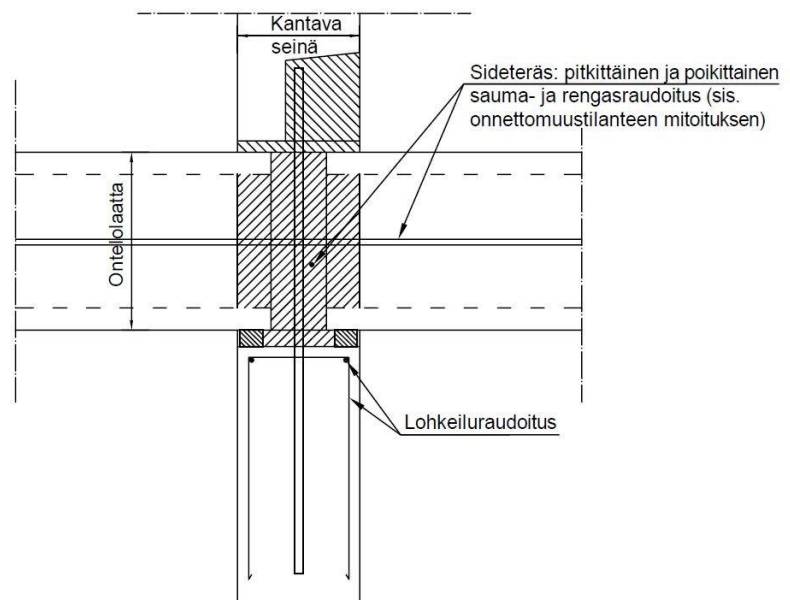
saumavalun tunkeuma

onteloon $b_f := 50 \text{ mm}$

sauman tehollinen leveys

$$b_{sauma,eff} := b_s - 2 \cdot b_t = 100 \text{ mm}$$

$$b_{sauma} := b_{sauma,eff} + 2 \cdot b_f = 200 \text{ mm}$$



Liitoksen normaaliavoimakapasiteetti

$$N_{Rd} = k \cdot \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_{c,liitos}} b_j \cdot L_j$$

$$\gamma_{c,liitos} := 1.8$$

$$\gamma_{c,liitos} := 1.6$$

$$k := 0.5$$

toteutusluokka 3, toleranssiluokka 2

seuraamusluokassa CC3: toteutusluokka 3 ja valittu toleranssiluokka 2

$$f_{ck} := \min(f_{ck,sauma}, f_{ck,seinä}) = 30 \text{ MPa}$$

Sauman tehollinen leveys, joka riippuu ontelolaatan pään muodosta

- tässä suora ja loveamaton:

$$b_j := \min(b_{sauma}, b_s) = 200 \text{ mm}$$

liitoksen kantokyky

$$N_{Rd} := k \cdot \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_{c,liitos}} b_j = 1.594 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 1.008$$

Virhe, kapasiteetti ylittyy.

Seinän lohkeiluraudoitus

Lasketaan tarvittava lohkeiluraudoitus liitoksen alapuolisen seinäelementin yläosassa, kun ontelolaatan pää on loveamaton. Lohkeiluraudoitus on kaksileikkeinen molempiin suuntiin: haat + pitkittäistangot.

$$A_{s,lohk.} := \frac{F_{Ed,min}}{f_{yd} \cdot m} = 230 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\phi := 8 \text{ mm}$$

$$s := 200 \text{ mm}$$

$$A_{s,lohk.} := 2 \frac{\phi^2}{4} \pi \cdot \frac{1}{s} = 503 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$F_{Rd} := A_{s,lohk.} \cdot f_{yd} \cdot m = 218.5 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{Ed,min}}{F_{Rd}} = 0.46$$

Saumaraudoitus

Saumaraudoitus ontelolaatan leikkautumista vastaan mitoitetaan ontelolaatan tukireaktion suuruiselle voimalle:

Lasketaan saumaraudoituksen enimmäismäärä

$$A_{side1} := \frac{V_{Ed}}{f_{yd}} = 132.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{smax} = \left(\frac{f_{ctk,0.05} - (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})}{d \cdot f_{yk}} \right) W_y$$

arvioidaan tehollinen korkeus

$$d := 200 \text{ mm}$$

$$f_{ctk,0.05} := 1.8 \text{ MPa}$$

Saumaraudoituksen enimmäismäärä (Normikortti EC27)

$$A_{smax} := \left(\frac{f_{ctk,0.05} - (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})}{d \cdot f_{yk}} \right) W_y = 265.6 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{side1}}{A_{smax}} = 0.498$$

enimmäismäärä ei ylity

Valitaan

$$2 \quad \phi := 12 \text{ mm}$$

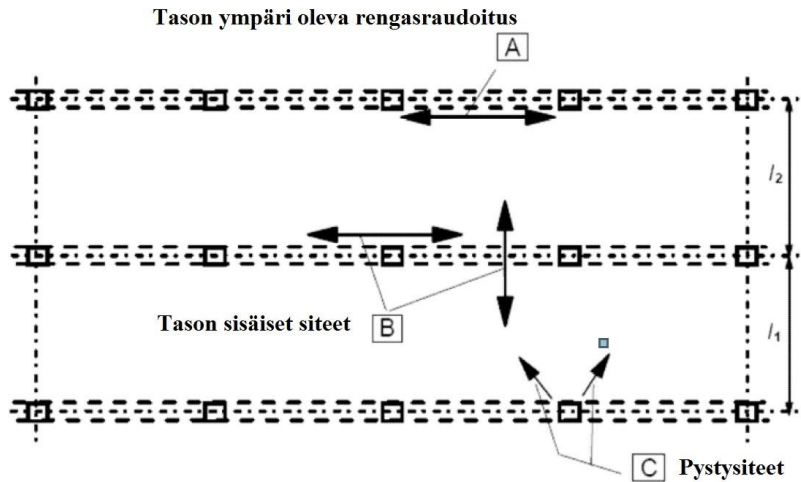
$$A_s := 2 \frac{\phi^2}{4} \pi = 226.2 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} := A_s \cdot f_{yd} = 98.35 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.59$$

Laataston sideraudoitus onnettomuustilanteen mitoitukselle

Määritetään laataston sisäiset vaakasiteet RakMK:n (Rakenteiden lujuus ja vakaus, Rakenteiden kuormat) mukaan, kun seuraamusluokka on CC3a (b sama).



Väli- ja yläpohjien sidonta

Vaakarakenteen pysyvä kuorma: $g_k := g_{k,laatta} + g_{k,väliseinät} + g_{k,pintarak.}$

$$g_k = 5.5 \frac{kN}{m^2} \quad g_k \geq 3 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Voidaan käyttää RakMK:n mukaista sidevoimien mitoitusta (s. 43).}$$

Sidevoima

$$F_{tie} = F_t \cdot \frac{h}{2.5 m} \quad s \leq 2 F_t \cdot s$$

side $s_s := 1200 \text{ mm}$ ontelolaattojen leveys, sisäpuolisten siteiden kk etäisyys

$$T_s := \max \left(\frac{F_t \cdot 0.8 \cdot (g_k + \Psi_2 \cdot q_k)}{6 \frac{kN}{m^2}} \cdot \frac{z}{5 m} s_s, F_t \cdot s_s \right) = 77.885 \text{ kN}$$

Vaadittava vaakasiteiden määrä

$$A_{side2} := \frac{T_s}{f_{yk}} = 155.77 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,side} := 2 \text{ mm}^2 \cdot \frac{12^2}{4} \pi = 226.195 \text{ mm}^2 \quad F_{Rd,tie} := A_{s,side} \cdot f_{yk} = 113.097 \text{ kN}$$

$$\frac{T_s}{F_{Rd,tie}} = 0.69$$

Ontelolaattojen väliin ja päihin tarvittavat sideteräksset

saumaraudoitus + onnettomuusmitoituksen siteet

$$A_{s,rq} := A_{side1} + A_{side2} = 288 \text{ mm}^2$$

Valitaan rauditus 2T16

$$n_s := 2$$

$$\phi_s := 16 \text{ mm} \quad A_s := n_s \cdot \frac{\phi_s^2}{4} \pi = 402 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s,rq}}{A_s} = 0.72$$

Ontelolaatan leikkausvoimakapasiteetti

leikkauskestävyys yhden laatan leveydellä on pienempi seuraavista

$$V_{Rd1} = 0.3 k (1 + 50 \rho) f_{ctd} \cdot b_w \cdot d + \beta_l \cdot A_p \cdot \frac{F_{bpd}}{F_{pb}} f_{pd} \quad \beta_l := 0.9 \quad (2)$$

tai

$$V_{Rd2} = \mu \left(A_s \cdot f_{yd} + \frac{x_l}{l_{pt2}} P_\infty \right) \quad \begin{array}{l} \text{kitkakerroin } \mu := 0.8 \\ P_\infty := P_{6kk} = 418.5 \text{ kN} \end{array} \quad (3)$$

rakenteen tehollinen koreus

$$\begin{aligned} d &:= 200 \text{ mm} \\ k &:= 1.6 - \frac{d}{1 \text{ m}} = 1.4 \end{aligned}$$

suhteellinen teräsmäärä

$$\rho := \min \left(\frac{A_s}{b_w \cdot d}, 0.02 \right) = 0.007 \quad A_s \text{ sideraudoituksen poikkileikkausala yhtä laatan leveyttä kohti}$$

$$(2) \quad V_{Rd1} := 0.3 k \cdot (1 + 50 \rho) f_{ctd} \cdot b_w \cdot d + \beta_l \cdot A_p \cdot \frac{F_{bpd}}{F_{pd}} f_{pd} = 295.99 \text{ kN}$$

$$(3) \quad V_{Rd2} := \mu \cdot \left(A_s \cdot f_{yd} + \frac{x_l}{l_{pt2}} P_\infty \right) = 174.68 \text{ kN}$$

$x_l := b_l = 60 \text{ mm}$
etäisyys laatan päästä seinän
ulkopintaan (vähennettynä mahdollisen
viisteen vaakamitalla)

$$V_{Rd} := \min(V_{Rd1}, V_{Rd2}) = 174.68 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 57.55 \text{ kN}$$

Laatan tukireaktion mitoitusarvo

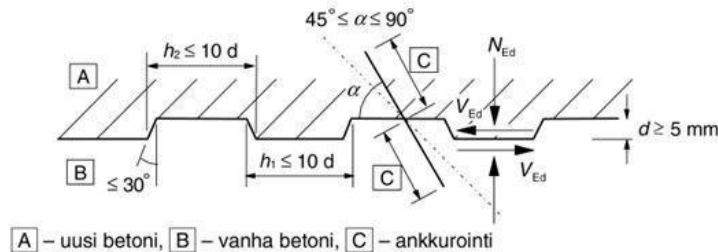
Laatan leikkauskapasiteetti on riittävä.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.33$$

ELEMENTTIEN VÄLINEN PYSTYLIITOS

Eurokoodi 1992-1-1

Leikkausvoima pystysaumassa: $V_{Ed,V} = 110.3 \frac{kN}{m}$ Voiman resultantti: $F_{Ed,V} := V_{Ed,V} \cdot h_s = 331 \text{ kN}$

Vaarnatun vaijerilenkkiliitoksen leikkauskapasiteetti sauman suunnassa

Vaarnattu vaijerilenkkiliitos vaarnan syvyys $d := 20 \text{ mm}$ puristuspaarre $\alpha := 45 \text{ deg}$
pituus $l_v := 160 \text{ mm}$ leveys $b_l := 50 \text{ mm}$

vaarnojen kk-väli $kk_v := 300 \text{ mm}$
vaarnojen lkm: $n_v := \frac{h_s}{kk_v} = 10$

Vaijerilenkit $\phi_{vaijeri} := 6 \text{ mm}$

teräsmäärä/m $A_s := A_v \cdot \frac{1 \text{ m}}{kk_v} = 94.2 \text{ mm}^2$ $s := 1 \text{ m}$
lenkkiraidoituksen suhde vaarnattuun osaan $\mu := \frac{A_s}{s \cdot b_l} = 0.002$

Leikkauskestävyyden mitoitusarvo Eurokoodin mukaan

EC2 (6.25)

$$v_{Rd} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho_l f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cd}$$

raudoitussuhde $\rho_l := \mu = 0.002$ $\sigma_n := 0 \frac{N}{mm^2}$ ei normaalivoimaa
lenkit vaakasuunnassa $\alpha_l := 90 \text{ deg}$
vaarnattu liitos $c := 0.5$
 $\mu := 0.9$

$$V_{Rd,1} := (c \cdot f_{ctd} + \rho_l \cdot f_{yd} \cdot \mu) \cdot b_l$$

Leikkausvoimakapasiteetti/m

$$V_{Rd,1} = 78 \frac{kN}{m}$$

lujuuden pienennyskerroin

$$v := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.528$$

leikkauskestävyys

$$v_{Rd} := c \cdot f_{ctd} + \rho_l \cdot f_{yd} \cdot \mu = 1.56 \text{ MPa} \quad \frac{v_{Rd}}{0.5 \cdot v \cdot f_{cd}} = 34.7\% \quad \text{Ok}$$

$$0.5 \cdot v \cdot f_{cd} = 4.5 \text{ MPa}$$

Vaijerilenkkiliitoksen
leikkauskapasiteetti ei ole riittävä.

$$\frac{V_{Ed,V}}{V_{Rd,1}} = 1.42$$

Poikittaissuuntainen leikkausvoimakapasiteetti

Seinäliitoksessa vaikuttava

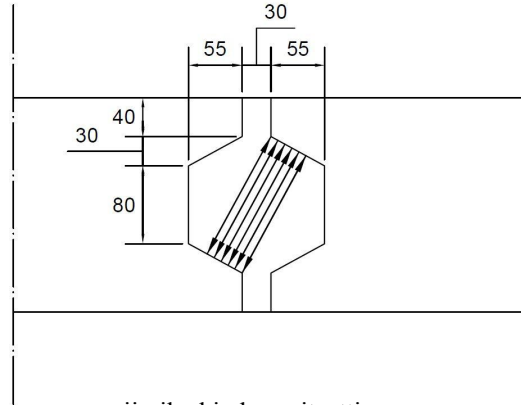
poikittaissuuntainen leikkausvoima: $F_{Ed,H} = 80 \frac{kN}{m}$ ei normaalivoimaa $\sigma_{nI} := 0$ Puristuspaarre muodostuu elementtien sauman
seinämien väliinpaarteen leveys n. $x' := 40 \text{ mm}$ paarteen kalevuus n. $\alpha' := 60 \text{ deg}$

betonipaarteen kapasiteetti

$$N_{Rd,c'} := x' \cdot \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_{c,liitos}} = 638 \frac{kN}{m}$$

pystykomponentti $V_{Rd,c'} := \sin(\alpha') N_{Rd,c'} = 552 \frac{kN}{m}$ vaakakomponentti $H_{Rd,c'} := \cos(\alpha') N_{Rd,c'} = 319 \frac{kN}{m}$

kapasiteetti määräytyy vaijerilenkkien lujuuden mukaan:

pystykomponentti $V_{Rd,c'} := \sin(\alpha') N_{Rd,c'} = 71 \frac{kN}{m}$ 

vaijerilenkin kapasiteetti:

$$V_{Rd,s} := \frac{A_s}{1 \text{ m}} \cdot f_{yd} = 41 \frac{kN}{m}$$

$$N_{Rd,c'} := \frac{V_{Rd,s}}{\cos(\alpha')} = 82 \frac{kN}{m}$$

$$\frac{F_{Ed,H}}{V_{Rd,c'}} = 1.1$$

Kapasiteetti ei ole riittävä.

**Leikkauskapasiteetti ilman leikkausraudoitusta
EC2 (6.2a)**

$$V_{Rd,ct} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa \right) d$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2 \right) = 2$$

$$A_{sl} := \frac{\phi_2^2}{4} \pi \cdot \frac{1 \text{ m}}{kk_{kl}} = 94.2 \text{ mm}^2$$

$$\rho_1 := \min \left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}, 0.02 \right) = 0.001$$

$$V_{Rd,ct} := \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_1 \cdot \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa \right) d = 29.2 \frac{kN}{m}$$

$$v_{Rd,min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot MPa = 0.542 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,ct,min} := v_{Rd,min} \cdot d = 43.38 \frac{kN}{m}$$

1 m leveä kaista:

$$b_w := 1 \text{ m}$$

tehollinen leveys

$$d := 80 \text{ mm}$$

$$\phi_2 := 6 \text{ mm}$$

$$kk_{kl} := 300 \text{ mm}$$

EN2 6.2.2 (1) Huom.

Lävistyskestävyyden yläraja

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

EN2 6.2.2 (1) Huom.

poikkileikkauksessa ei
puristusta

$$k_1 := 0.15 \gamma_c$$

$$\sigma_{cp} := 0 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_{Ed,H}}{V_{Rd,ct,min}} = 1.85$$

Kapasiteetti ei ole riittävä.

Vaarnattu työmaaraudoite - leikkauskapasiteetti sauman suunnassa

Eurokoodi 1992-1-1

Pystysauman leikkausvoima: $V_{Ed,V} = 110 \frac{kN}{m}$

jännitys $v_{Ed} := \frac{V_{Ed,V}}{b_s} = 0.5 \text{ MPa}$

Seinien pystyliitos:
esimerkiksi Recostal tuote RSV 11-12/15

Työsaumaraudoite B500B $\phi' := 12 \text{ mm}$

terästä/m $A_{s'} := 2 \frac{\phi'^2}{4} \pi \cdot \frac{1 \text{ m}}{150 \text{ mm}} = 1508 \text{ mm}^2$

$\alpha' := 90 \text{ deg}$

vaarhaus $c' := 0.5 \quad \mu' := 0.9$

teräsmäärä leikkausvoiman
vaikutusalueella $b' := 140 \text{ mm} \quad \rho' := \frac{A_{s'}}{b' \cdot 1 \text{ m}} = 0.011$

Teräsjännityksen rajoittaminen EC2 7.2(5) $k_3 := 0.6$ (DIN EN 1992-1-1: 0,8)

Leikkausjännitys: $v_{Rd,V} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_{nl} + \rho \cdot f_{yd} \cdot \mu$

ei normaalivoimaa $v_{Rd,V} := c' \cdot f_{ctd} + \mu' \cdot \rho' \cdot k_3 \cdot f_{yd} = 3.4 \text{ MPa}$

$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd,V}} = 0.15$

lujuuden pienennyskerroin $v := 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right)$

leikkauslujuuden maksimi $v_{Rd,max} := 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} = 4.5 \text{ MPa}$

$\frac{v_{Rd,V}}{v_{Rd,max}} = 0.75$

Leikkausvoimakapasiteetti $V_{Rd,V} := v_{Rd,V} \cdot b' = 469.1 \frac{kN}{m}$

$\frac{V_{Ed,V}}{V_{Rd,V}} = 0.24$

Rauditus 2T12-k150 on varmalla puolella
pystysuuntaisessa leikkausrasituksessa.

Tankojen limityspituus EC2 8.7.3

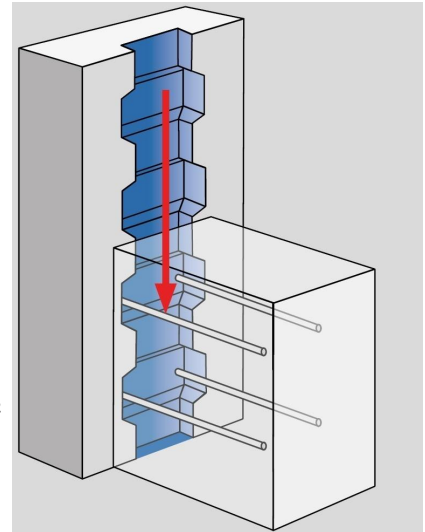
$l_0 := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} = 1.508 \text{ m}$

$l_{0,min} := \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}, 15 \cdot \phi', 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$

Limityspituus oheessa $l_o := 460 \text{ mm}$

Minimiraudoitus EC2 9.5.2

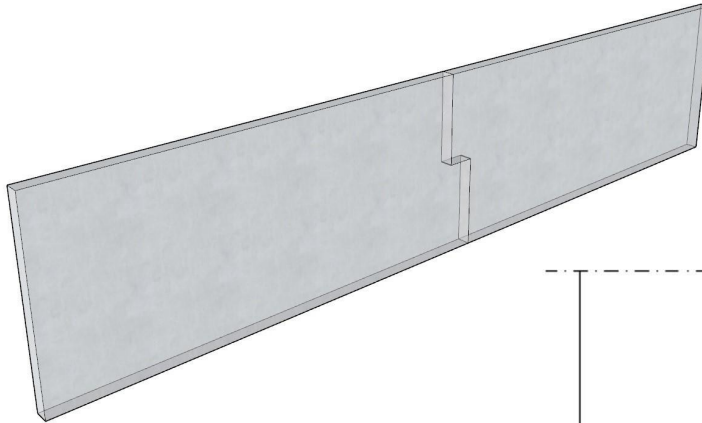
$A_{s,min} = 471 \text{ mm}^2 \quad 3+3T10 \text{ (kk esimerkiksi 150)}$



Lovettu lukitusliitos - leikkauskapasiteetti pystysuunnassa

Eurokoodi 1992-1-1: konsolin mitoitus J.3

BY210 (2008)



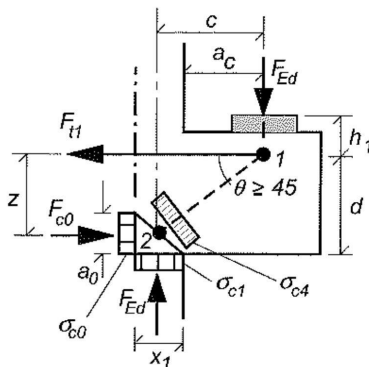
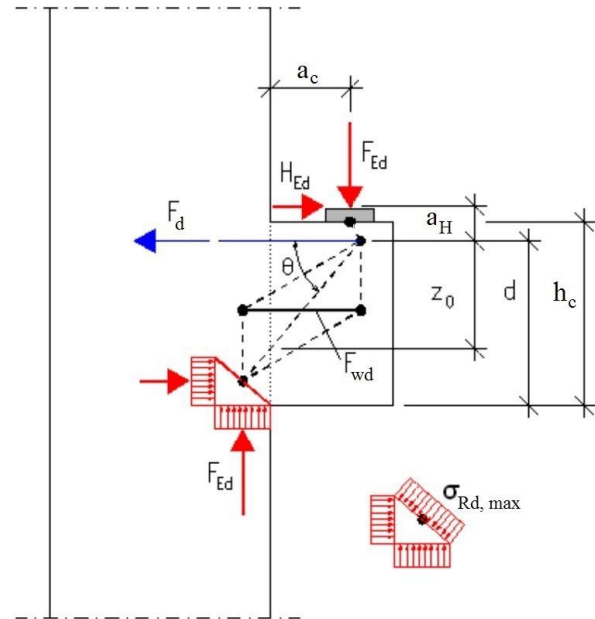
Seinäliitoksessa vaikuttava poikittaissuuntainen leikkausvoima: $F_{Ed,V} = 331 \text{ kN}$

konsoli $a_{tuki} := 500 \text{ mm}$

$$a_c := \frac{a_{tuki}}{2}$$

kulma $\theta \quad 1 \leq \tan \theta \leq 2.5$

Mitoitus BY210 mukaan:



$$f_{cd1} := 0.85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) f_{cd} = 12.7 \text{ MPa}$$

$$x_1 := \frac{F_{Ed,V}}{b_s \cdot f_{cd1}} = 118.3 \text{ mm}$$

momenttivarsi

$$c := a_c + \frac{x_1}{2} = 309 \text{ mm} \quad \tan \theta := 2.5$$

$$z := \tan \theta \cdot c = 773 \text{ mm}$$

BY210, Leskelä 2008

Solmun 2 korkeus iteroidaan tai arvioidaan $a_0 := \frac{x_1}{1.5} = 79 \text{ mm}$
varmalle puolelle, arvioidaan:

solmun 2 vaakasuora jännitys

$$\sigma_{c0} = \frac{F_{c0}}{b a_0} \leq f_{cd1}$$

momenttitasapaino $M_{Ed,s} := F_{Ed,V} \cdot c$

$$F_{c0} := \frac{M_{Ed,s}}{z}$$

$$\sigma_{c0} := \frac{F_{c0}}{b_s \cdot a_0} = 7.63 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c0}}{f_{cd1}} = 0.6$$

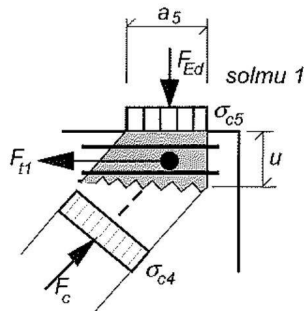
Vetoraudoitus mitoitetaan voimalle $F_{tl} := F_{c0} = 132.4 \text{ kN}$

$$A_s := \frac{F_{tl}}{f_{yd}} = 305 \text{ mm}^2$$

$$\phi_t := 12 \text{ mm} \quad n_t := 4 \quad A_s := n_t \cdot \frac{\phi_t^2}{4} \pi = 452 \text{ mm}^2 \quad F_{Rd,t} := A_s \cdot f_{yd}$$

$$\frac{F_{tl}}{F_{Rd,t}} = 0.67$$

Solmussa 1 puristusjännityksen kokonaisarvo



$$\sigma_{c5} = \frac{F_{Ed}}{ba_5} \left(1 + \left(\frac{H_{Ed}}{F_{Ed}} \right)^2 \right) \leq f_{cd3}$$

$$f_{cd3} := 0.7 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) f_{cd} = 10.5 \text{ MPa}$$

$$\text{arvioidaan} \quad a_5 := 200 \text{ mm} \quad u := \frac{a_5}{1.5} = 133 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c5} := \frac{F_{Ed,V}}{b_s \cdot a_5} = 7.5 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c5}}{f_{cd3}} = 0.72$$

Vetovoiman ankkurointi aiheuttaa solmun 1 alueella vaakasuoran nimellisen puristusjännityksen

$$\sigma_{c6} = \frac{F_{tl}}{bu} \leq f_{cd3}$$

$$\sigma_{c6} := \frac{F_{tl}}{b_s \cdot u} = 4.5 \text{ MPa} \quad \frac{\sigma_{c6}}{f_{cd3}} = 0.43$$

jolloin myös σ_{c4} ok

Puristusparre aiheuttaa poikittaisen halkaisuvoiman, jota vastaan tarvitaan haat ja vaakasuora pinta-raudoitus.

Lasketaan halkaisuvoima EC2 kaavan (9.14) mukaan:

$$F_s = 0.25 \left(1 - \frac{c}{h} \right) N_{Ed}$$

$$F_s := 0.25 \left(1 - \frac{a_5}{a_{tuki}} \right) \cdot \sqrt{F_{Ed,V}^2 + F_{tl}^2} = 53.5 \text{ kN}$$

$$\phi_l := 8 \text{ mm} \quad n_l := 4 \quad A_{s,h} := n_l \cdot \frac{\phi_l^2}{4} \pi = 201 \text{ mm}^2 \quad F_{Rd,s} := A_{s,h} \cdot f_{yd}$$

$$\frac{F_s}{F_{Rd,s}} = 0.61$$

EC2 J.3 kohdan (2) mukaan konsolissa on oltava lisäksi vaakasuuntaiset tai kaltevat umpihaat:

$A_{s,link} \geq A_{s,main}$, jossa $A_{s,main}$ on päävetoraudoitus.

$$A_{s,link} := 2 \cdot \frac{(10 \text{ mm})^2}{4} \pi \cdot \frac{1}{200 \text{ mm}} = 785 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} > A_s = 452 \text{ mm}^2 \text{ Ok.}$$

vetoraudoitus 3T16 + vaakaan haat T10-k200

halkaisuraudoitus pystyhaat 2T8 + pintaraudoitus 4T8

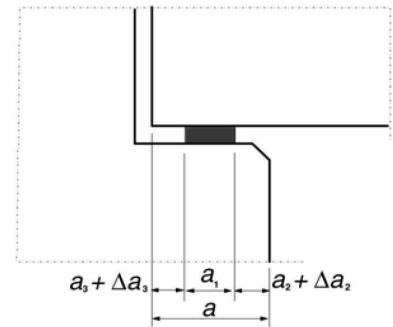
EC2 10.9.5.2 Tukipinnan nimellispituus a

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2}$$

Suhteellinen tukipaine

neopreeni $\sigma_{Ed} := 6 \text{ MPa}$

betoni $f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$ $\frac{\sigma_{Ed}}{f_{cd}} = 0.35$



EC2 taulukot 10.2 - 10.5.

$$F_{Ed,V} = 331 \text{ kN}$$

$$a_1 = \frac{F_{Ed,V}}{b_1 \cdot f_{Rd}}$$

$$a_1 := \frac{F_{Ed,V}}{b_s \cdot 0.4 f_{cd}} = 221 \text{ mm}$$

$$a_{1,min} := 110 \text{ mm}$$

$$a_2 := 15 \text{ mm}$$

$$a_3 := 15 \text{ mm}$$

$$\frac{10 \text{ m}}{1200} = 8.3 \text{ mm}$$

$$\Delta a_2 := 10 \text{ mm}$$

$$\Delta a_3 := \frac{10 \text{ m}}{2500} = 4 \text{ mm}$$

10.9.5.3

Erillisten rakenneosien tukipinnan nimellispituuden tulee olla 20 mm suurempi kuin toisiinsa liittyvissä rakenneosissa käytettävä arvo.

$$a := a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} + 20 \text{ mm}$$

$$a = 282 \text{ mm}$$

Tukipinta 500 mm on riittävä.

ELEMENTTIEN VÄLINEN VAAKALIITOS

Eurokoodi 1992-1-1

Vaakasauaman leikkausvoima: $H_{Ed} = 612.931 \text{ kN}$ $V_{Ed,H} := \frac{H_{Ed}}{L_s} = 61.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $v_{Ed} := \frac{V_{Ed,H}}{b_s} = 0.28 \text{ MPa}$

Sauaman puristusvoima: $N_{Ed} := 1571.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $\sigma_{nl} := \frac{N_{Ed}}{b_s} = 7.14 \text{ MPa}$

Leikkausjännitys: $v_{Rd,H} = c_H \cdot f_{ctd} + \mu_H \cdot \sigma_{nl} + \rho_H \cdot f_{yd} \cdot \mu_H$

rajapinta sileä, $c_H := 0.2$ $\mu_H := 0.6$
ei raudoitusta $v_{Rd,H} := c_H \cdot f_{ctd} + \mu_H \cdot \sigma_{nl} = 4.6 \text{ MPa}$

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd,H}} = 0.06$$

lujuuden pienennyskerroin $v := 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right)$

leikkauslujuuden maksimi $v_{Rd,max} := 0.5 v \cdot f_{cd} = 4.5 \text{ MPa}$

$$\frac{v_{Rd,H}}{v_{Rd,max}} = 1.03$$

Leikkauskapasiteetti on leikkauslujuuden maksimiarvo $v_{Rd,max}$.

Liitosta puristava voima on niin suuri, ettei leikkausvoimakapasiteettia tarvitse lisätä muilla keinoilla.

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd,max}} = 0.06$$